



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

JYRI TUORI
SEISMISET ANALYYSIMENETELMÄT RAKENNESUUNNITTELUSSA

Diplomityö

Tarkastaja: professori Markku Heinisuo
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen
tiedekuntaneuvoston kokouksessa
4. helmikuuta 2015

TIIVISTELMÄ

JYRI TUORI: Seismiset analyysimenetelmät rakennesuunnittelussa

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 88 sivua, 4 liitesivua

Marraskuu 2105

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Markku Heinisuo

Avainsanat: maanjäristys, rakennesuunnittelu, dynamiikka, eurocode 8

Maanjäristyksiä ilmenee ympäri maapalloa, mutta merkittävimmät esiintyvät mannerlaattojen seismisesti aktiivisilla reuna-alueilla. Maanjäristys on vahvasti ajasta riippuvainen ilmiö. Dynaamisen luonteen vuoksi maanjäristystä ei voida mallintaa rakenteesta riippumattomana staattisena kuormana, kuten lumikuorma voidaan. Rakenneanalyysissä tulee ottaa huomioon rakenteen dynaamiset ominaisuudet: massa, jäykkyys ja vaimennus.

Maanjäristyksistä tallennetaan mittausasemilla usein kiihtyvyyttä ajan funktiona. Näiden avulla voidaan laskea eri ominaistaajuudella oleville värähtelijöille aiheutuvia rasituksia. Kun laskettava suure on kiihtyvyys, saadaan kiihtyvyysspektri, joka kuvaa värähtelijän aikahistorian aikana kokemaa suurinta kiihtyvyyttä ominaistaajuuden funktiona. Kiihtyvyysspektri riittää määrittämään maanjäristyksestä aiheutuvat rasitukset.

Korvausvoima-analyysissä rakenne yksinkertaistetaan värähtelijäksi, jolle lasketaan kiihtyvyysspektrin avulla aiheutuvat ulkoiset voimat. Vastespektrianalyysissä tehdään useampi korvausvoima-analyysi ja tulokset yhdistetään käyttäen tilastollisia menetelmiä. Nämä menetelmät ovat lineaarisia. PushOver-analyysissä rakenteelle määritetään yksinkertaistettu ideaaliplastinen malli, jolle lasketaan kiihtyvyysspektrin avulla aiheutuvat ulkoiset voimat. Aikahistoria-analyysissä rakenteen vastetta määritetään askeltamalla kiihtyvyyshistoriaa. Käytetyt aikahistoriat sovitetaan kiihtyvyysspektriin, jotta aikahistorian aiheuttama heräte on vaatimusten mukainen. Aikahistoria voi olla keinotekoinen tai todelliseen maanjäristykseen perustuva sovitettu heräte.

Kalmarin satamanosturi analysoitiin lineaarisilla analyyseillä Dlubal RFEM-ohjelmalla. Satamanosturin mahdollinen kaatuminen tarkastettiin epälineaarisella analyyseillä ANSYS Mechanical-ohjelmalla. Symmetrinen ja epäsymmetrinen keskisillä siteillä jäykistetty esimerkkirakennus analysoitiin kaikilla neljällä esitetyllä analyyseillä SeismoSoft SeismoStruct-ohjelmalla.

ABSTRACT

JYRI TUORI: Seismic analysis methods in structural design
Tampere University of Technology
Master of Science Thesis, 88 pages, 4 Appendix pages
November 2015
Master's Degree Programme in Civil Engineering
Major: Structural Design
Examiner: Professor Markku Heinisuo

Keywords: earthquake, structural design, dynamics of structures, eurocode 8

Earthquakes happen all over the globe, though, the largest appear in the boundaries of tectonic plates. Earthquakes are time-dependent phenomena. The dynamic nature prevents to model earthquake as static loads without any interaction with the structure as snow load can be modelled. In structural analysis the dynamic properties (mass, stiffness and damping) of the structure must be taken into account.

Earthquakes are recorded in monitoring stations. In most cases acceleration is recorded as a function of time. Responses for single degree systems with different natural periods can be calculated from these records. When acceleration response is used an acceleration spectrum is composed. Acceleration spectrum describes the largest acceleration response for a single degree system during the whole record as a function of natural period of the system. Acceleration spectrum is sufficient to determine load of the system.

In lateral force method structure is simplified as a single degree system which is used to determine external static loads using acceleration spectrum. In response spectrum method multiple lateral force analyses is performed and results are combined using statistics methods. These two methods are linear. In PushOver method a simplified single degree inelastic system is determined. With acceleration spectrum and the simplified system external static loads are determined. In time history method structures response is determined using small time steps while the excitation is the earthquake record. Used earthquake records are matched to acceleration spectrum to meet the requirements. The records can be artificial or matched actual ones.

Stacking crane of Kalmar was analyzed using linear analysis using Dlubal RFEM. The crane stability upon falling was checked with non-linear time history analysis using ANSYS Mechanical. Symmetric and non-symmetric fictional concentrically braced frame was analyzed using all four presented analysis using Seismosoft SeismoStruct.

ALKUSANAT

Kiitän Sweco Rakennetekniikkaa ja ohjaajaani Jussi Jalkasta mielenkiintoisesta sekä haastavasta aiheesta. Haluan kiittää diplomityön rahoittajia Sweco Rakennetekniikkaa ja Kalmaria mahdollisuudesta tehdä tämä diplomityö. Kalmaria ja Matti Palonevaa haluan kiittää haasteellisen ongelman tarjoamisesta sekä yhteistyöstä.

Erityiskiitokset kuuluvat työkavereilleni Ville Laineelle ja Erkki Hömmölle hyvästä ideoiden ja ajatusten pallottelusta. Heidän asiantuntemuksensa on tuonut paljon lisäarvoa opiskeluilleni.

Kiitän Tampereen teknillisen yliopiston rakennetekniikan laitosta ja erityisesti työni tarkastajaa teräsrakenteiden professoria Markku Heinisuota saamastani kannustuksesta ja ohjauksesta.

Iso kiitos kuuluu lisäksi vaimolleni Satulle sekä ihanille tyttärilleni Venlalle ja Veeralle saamastani kannustuksesta ja tuesta.

Tampereella 18.11.2015

Jyri Tuori
Lemmantie 2
33950 Pirkkala
+358 50 359 0846
jyri@tuori.net

SISÄLLYSLUETTELO

1	JOHDANTO	1
2	YLEISTÄ MAANJÄRISTYKSISTÄ	3
2.1	Mittaaminen	5
3	DYNAMIIKAN LIIKEYHTÄLÖ	8
3.1	Heräte	12
3.2	Vaste.....	13
3.2.1	Normaalimuotomenetelmä	15
3.2.2	Välitön integrointi	16
4	MAANJÄRISTYS HERÄTTEENÄ	20
4.1	Aikahistoria	21
4.2	Vastespektri.....	22
4.3	Lattiaspektri.....	25
4.4	Yhteensopiva aikahistoria	27
5	LASKENTAMENETELMÄT	29
5.1	Korvausvoimamenetelmä.....	29
5.2	Vastespektrimenetelmä	31
5.3	PushOver –menetelmä	33
5.3.1	N2-menetelmä	34
5.4	Aikahistoriamenetelmä	39
6	EN 1998-1-1:2004 VAATIMUKSET	41
6.1	Perusvaatimukset.....	41
6.2	Säännöllisyysvaatimukset	43
6.3	Massan epäkeskisyys	45
6.4	Kiihtyvyysspektri	45
6.5	Aikahistoriaheräte	48
6.6	Korvausvoimamenetelmä.....	49
6.7	Vastespektrimenetelmä	49
6.8	PushOver -analyysi	50
6.9	Aikahistoria-analyysi	51
6.10	Yhdistely	51
6.11	Siirtymät.....	52
7	ESIMERKKIRAKENTEET	53
7.1	Satamanosturi.....	53
7.1.1	Lähtötiedot	53
7.1.2	Laskenta	56
7.1.3	Tulokset.....	57
7.1.4	Stabiilisuus	58
7.1.5	Yhteen veto	60
7.2	Teollisuusrakennus.....	62
7.2.1	Lähtötiedot	62

7.2.2	Rakennemalli.....	66
7.2.3	Symmetrinen	66
7.2.4	Epäsymmetrinen.....	68
7.2.5	Korvausvoimamenetelmä.....	70
7.2.6	Vastespektrimenetelmä	71
7.2.7	Epälineaarinen malli.....	72
7.2.8	PushOver-menetelmä	76
7.2.9	Epälineaarinen aikahistoriamenetelmä.....	79
7.2.10	Yhteenveto	82
8	YHTEENVETO	84
	LÄHTEET	86

LIITE A: ANALYYSIMENETELMIEN ETENEMINEN

LIITE B: TEOLLISUUSRAKENNUKSEN JAKSONAJAT ERI MALLINNUSTAVOILLA

LYHENTEET JA MERKINNÄT

DLR	Damage limitation requirement, käyttörajatilan vaatimus
DSHA	Deterministic Seismic Hazard Analysis, ennalta määrätyn seismisen uhan analysointi
LFA	Lateral force analysis, korvausvoimamenetelmä
MDOF	Multiple degrees of freedom, usean vapausasteen malli
NCR	No-collapse requirement, murtorajatilan vaatimus
PA	Pushover analysis, PushOver-menetelmä
PGA	Peak Ground Acceleration, maaperän huippukiihtyvyys
PSHA	Probalistic Seismic Hazard Analysis, todennäköisyyksiin perustuva seismisen uhan analysointi
RSA	Response spectrum analysis, vastespektrimenetelmä
SDOF	Single degree of freedom, yhden vapausasteen malli
THA	Time history analysis, aikahistoria menetelmä

Suureet

C	Viskoosivaimennusmatriisi
F	Harmoninen heräte
H	Kompleksinen taajuusvastefunktio
K	Jäykkyysmatriisi
M	Massamatriisi
M_L	Richtering magnitudi
M_W	Momentti magnitudi
\underline{P}	Voimavektori
S_d	Suunnitteluspektrin siirtymä
S_v	Suunnitteluspektrin nopeus
S_a	Suunnitteluspektrin kiihtyvyys
a_g	Maaperän kiihtyvyys
c	Viskoosivaimennuskerroin
c_{cr}	Kriittinen viskoosivaimennus
f	Ominaistaajuus
h	Ykkösimpulssivastefunktio
k	Jäykkyys
m	Massa
m_s	Seisminen massa
$m_{\%}$	Osallistuvan seismisen massan suhteellinen osuus
p	Voima
t	Aika
\underline{u}	Siirtymävektori

$\dot{\underline{u}}$	Nopeusvektori (siirtymän aikaderivaatta)
$\ddot{\underline{u}}$	Kiihtyvyysvektori (siirtymän toinen aikaderivaatta)
u_b	Suuntavektori, joka poimii vaikutussuunnan massat
\underline{v}	Ominaismuoto

Γ	Osallistumiskerroin
Λ	Spektrimatriisi
Φ	Muotomatriisi
Ψ	Vaihekulma
Ω	Harmonisen herätteen taajuus

ζ	Suhteellinen vaimennus
φ	Vaihe-ero
$\underline{\phi}$	Normeerattu ominaismuoto ($\underline{\phi}^T \mathbf{M} \underline{\phi} = 1$)
ω	Ominaiskulmataajuus
ω_d	Vaimennettu ominaiskulmataajuus

Alaindeksit

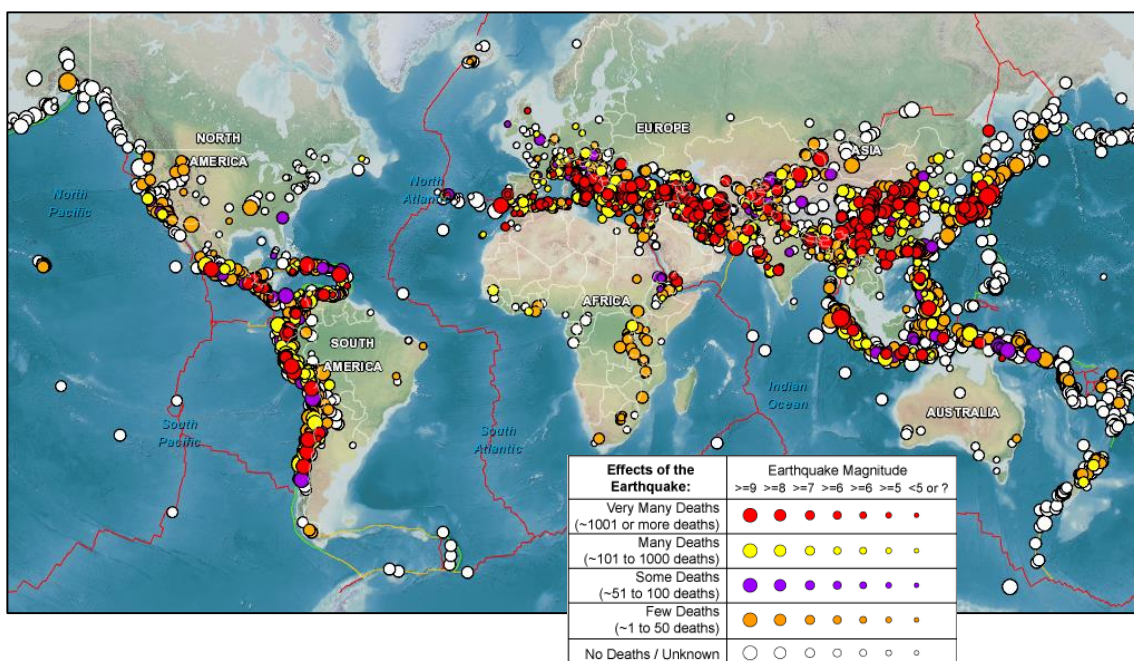
i	Vapausaste
j	Aika-askel
k	Ominaismuoto
n	Vapausteiden lukumäärä

Matemaattiset merkinnät

V	Matriisi
j	Imaginaariyksikkö ($j^2 = -1$)
e	Neperin luku ($e = 2,718 \dots$)
π	Pii ($\pi = 3,142 \dots$)
v	Reaaliluku
\underline{v}	Vektori

1 JOHDANTO

Maanjäristyksiä tapahtuu ympäri maailmaa (Kuva 1.1) tuhansia joka vuosi (Taulukko 1) eikä niitä voida vielä luotettavasti ennustaa. Ne voivat aiheuttaa poikkeuksellisen suuria vaakakuormia, joille rakenteet tulee suunnitella. Koska maanjäristys on ajasta riippuvainen ilmiö, ei rakenteita voida analysoida luotettavasti ilman rakenteiden dynaamisten ominaisuuksien huomioon ottamista.



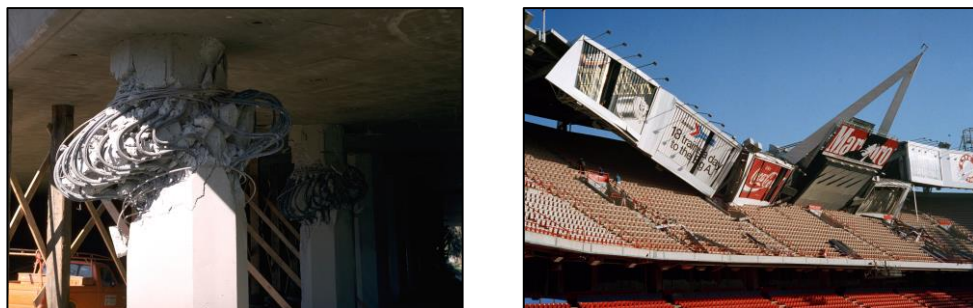
Kuva 1.1. Maanjäristykset maailmalla [17]

Taulukko 1. Mitattujen maanjäristysten vuosittaisia lukumääriä [7]

M_w	2004	2005	2006	2007	2008	Teoreettinen
8.0 - 9.9	2	1	2	4	0	1
7.0 - 7.9	14	10	9	14	12	15
6.0 - 6.9	141	140	142	178	168	134
5.0 - 5.9	1 515	1 693	1 712	2 074	1 768	1 319
4.0 - 4.9	10 888	13 917	12 838	12 078	12 291	13 000
3.0 - 3.9	7 932	9 191	9 990	9 889	11 735	130 000
2.0 - 2.9	6 316	4 636	4 027	3 597	3 860	1 300 000
1.0 - 1.9	1 344	26	18	42	21	-
0.1 - 0.9	103	0	2	2	0	-
Ei tiedossa	2 939	864	828	1 807	1 922	-
Yhteensä	31 194	30 478	29 568	29 685	31 777	-

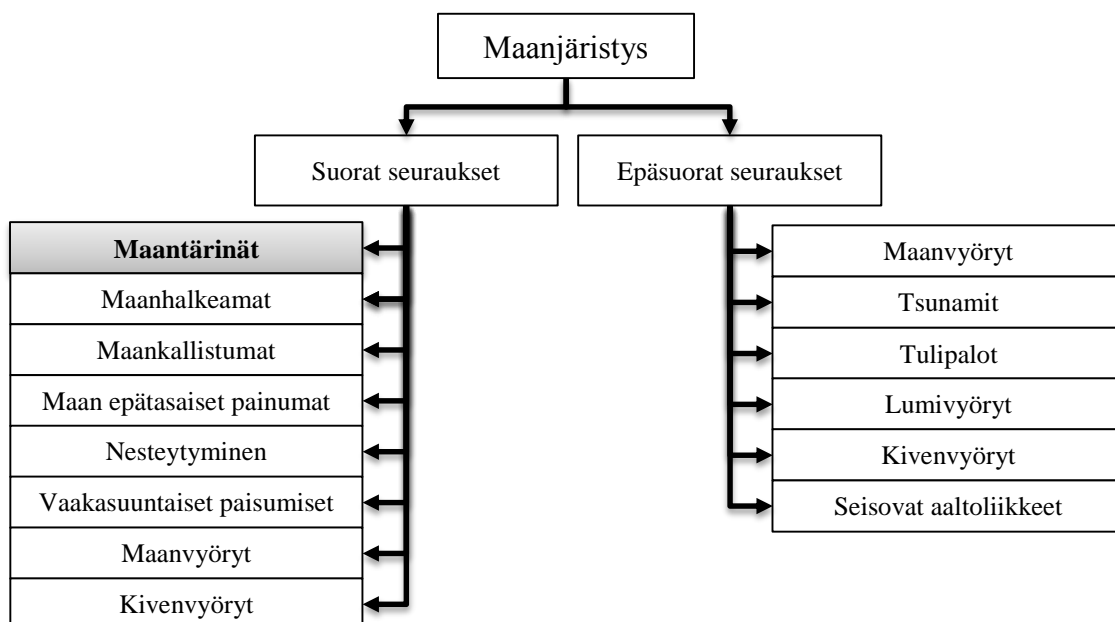
Suomessa maanjäristykset tulee ottaa huomioon korkeissa rakennuksissa sekä ydinvoimaloissa. Maanjäristyksen huomioon ottaminen rakennesuunnittelussa on yleisempää seismisesti aktiivisemmissä maissa. Maanjäristyssuunnittelua ei voida eriyttää muusta suunnittelusta, joten suomalaisissa insinööritoimistoissa tarvitaan seismisten analyysimenetelmien tuntemista.

Rakenteiden seismiseen suunnitteluun on useita standardeja, kuten rakenteille sovellettava AISC 341 ja nostureille ISO-DIS 11031. Työssä on esitetty luvussa 6 rakennuksille käytettävän eurooppalaisen standardin EN 1998-1-1 seismisen analyysin suorittamista koskevat vaatimukset. Standardien tarkoitus on ennalta ehkäistä rakenteiden vaurioituminen maanjäristyksessä (Kuva 1.2).



Kuva 1.2. Maanjäristyksen aikaansaamia vaurioita [7]

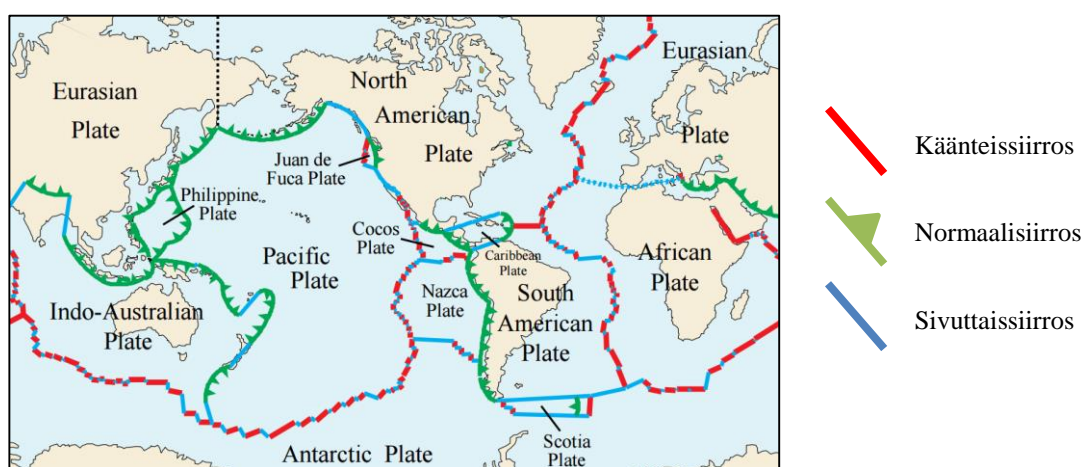
Maanjäristykset saavat aikaan useita seurauksia (Kuva 1.3). Työssä keskitytään rakennuksen perustuksiin kohdistuvan maantärinän vaikutusten analysointiin. Käytetty menettely on määrätyn seismisen uhan analyysi (deterministic seismic hazard analysis, DSHA). Vaihtoehto DSHA-menettelylle on todennäköisyyksiin perustuva seismisen uhan analysointi (probabilistic seismic hazard analysis, PSHA).



Kuva 1.3. Maanjäristyksen vaikutukset [12]

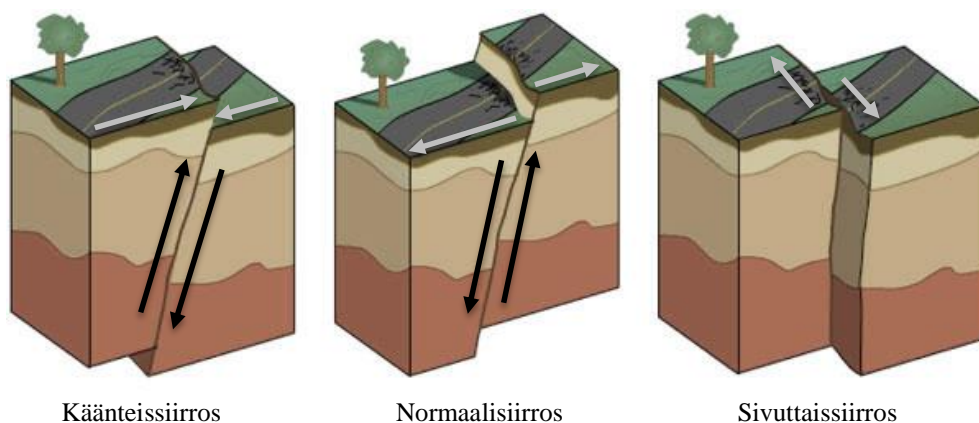
2 YLEISTÄ MAANJÄRISTYKSISTÄ

Maapallon kova pintaosa muodostuu kiinteistä mannerlaatoista (Kuva 2.1). Maapallon sisäosan konvektiovirtaukset pyrkivät liikuttamaan mannerlaattoja. Konvektiovirtausten aikaansaama liike ei ole tasaista, mikä saa aikaan jännityksiä mannerlaattoihin. Mannerlaattojen reuna-alueella kitka pitää laattoja paikoillaan. Kun jännitykset ylittävät kitkan tai perusaineen lujuuden, lähtevät laatat liikkeelle vapauttaen sitoutunutta muodonmuutosenergiaa. Vapautunut energia saa aikaan aaltoliikettä, jota kutsutaan maanjäristykseksi.



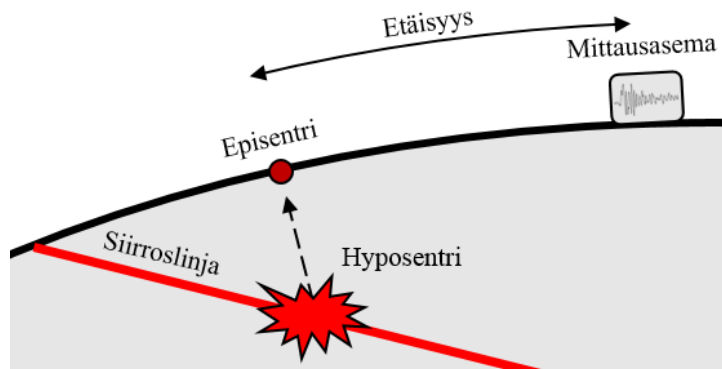
Kuva 2.1. Mannerlaattojen liike [7]

Mannerlaattojen suhteellisen liikkeen mahdollistavia heikkouskohtia kutsutaan siirroiksi. Siirrostyyppiä on kolme (Kuva 2.2). Normaalsiirroksessa yläpuoleinen lohko siirtyy alaspäin eli erkaantuu toisesta laatasta. Käänteisessä siirroksessa yläpuoleinen lohko siirtyy ylöspäin eli työntyy toisen laatan päälle. Sivuttaissiirroksessa pinnat liikkuvat suhteessa toisiinsa vain sivusuunnassa.



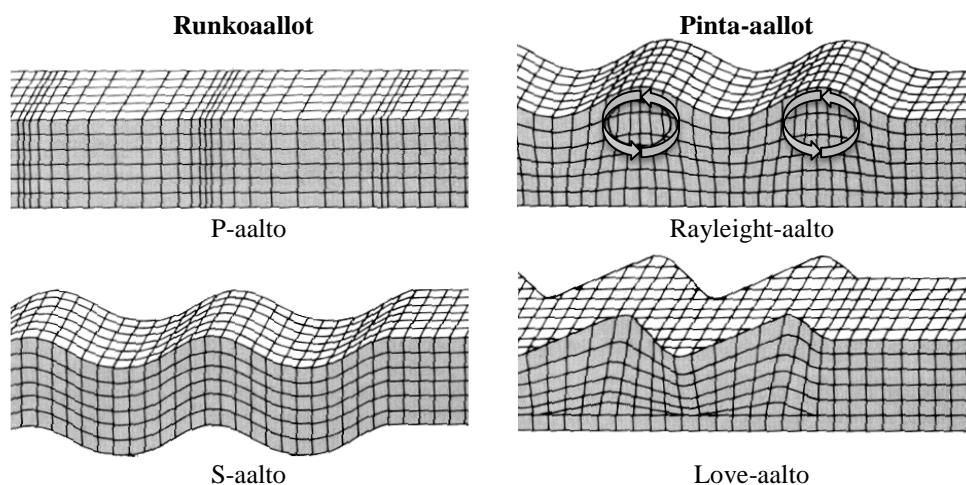
Kuva 2.2. Siirrostyytit

Maanjäristys saa aikaan seismisiä aaltoja (Kuva 2.4), jotka etenevät maan sisäosissa. Seismiset aallot voivat heijastua ja taittua maankuoren, vaipan tai ytimen rajapinnoilla. Pinta-aallot (surface wave) etenevät maanpintaa myöten ja runkoaallot (body wave) syvemmällä maan sisällä. Seismiset aallot saavat alkunsa hyposentrissä (hypocenter), joka yleensä sijaitsee syvällä maanpinnan alla (Kuva 2.3). Vastaavaa kohtaa maanpinnalla kutsutaan episentriksi (epicenter).



Kuva 2.3. Maanjäristyksen termejä

Runkoaallot koostuvat pitkittäisistä P-aalloista ja poikittaisista S-aalloista. P-aallot pitkittäisinä aaltoina saavat aikaan väliaineessa venymää, kun vastaavasti S-aallot etenevät väliaineessa leikkauksena. Tästä johtuen S-aallot pystyvät etenemään vain kiinteässä maaperässä. P-aallot etenevät tyypillisesti 6-14 km/s ja S-aallot 4 km/s nopeudella [19]. Pinta-aallot muodostuvat Rayleigh- ja Love-aalloista, jotka on nimetty löytäjiensä mukaan. Rayleigh-aalto on pystysuuntainen pyörivä aalto ja Love-aalto on poikittainen leikkausaalto. S-aallon tavoin Love-aalto pystyy etenemään vain kiinteässä maaperässä.

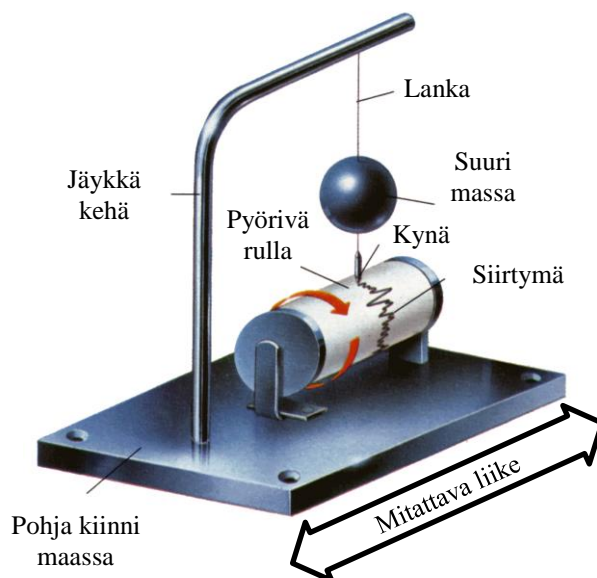


Kuva 2.4. Seismiset aallot

2.1 Mittaaminen

Maanjäristyksistä löytyy runsaasti mittaustietoa pitkältä ajalta. Mittausmenetelmät ovat ajan kuluessa muuttuneet ja kehittyneet. Nykyään maanjäristyksien voimakkuutta kuvataan yleisesti magnitudilla, joka ei ole suoraan hyödynnettävissä rakennesuunnittelussa. Muita mittaustapoja on maaperän huippukiihtyvyys (peak ground acceleration, PGA) ja intensiteetti.

Maanjäristyksen aiheuttamia seismisiä aaltoja mitataan seismometrillä (seismograph, Kuva 2.5). Seismometrejä on erityyppisiä, mutta yleisimmin ne tuottavat siirtymä-, nopeus- ja kiihtyvyyshistorian. Koska maanjäristyksiä ei pystytä tarkasti ennustamaan, pidetään seismometrejä jatkuvassa valmiudessa mittausasemilla. Seismometrien mittaustuloksina saadaan maaperän liikkeitä kuvaavaa aikahistoriatietoa. Kahden eri mittausaseman tuottama aikahistoriatieto on erilaista, sillä aikahistoriatieto on vahvasti riippuvainen mittausaseman sijainnista sekä maaperästä. Aikahistoriatieto on itsessään hyödyllinen mittaustulos maanjäristyksestä, mutta usein sen pohjalta määritetään maaperän huippukiihtyvyys ja maanjäristyksen magnitudi.



Kuva 2.5. Siirtymävastetta mittaavan seismometrin toimintaperiaate

Intensiteettiasteikot on kehitetty kuvaamaan maanjäristyksen vaikutuksia maanpinnalla. Yksi yleisesti käytetty on muokattu Mercalli-intensiteettiasteikko (the modified Mercally intensicty scale, MMI). Asteikko kuvaa vaikutusten avaintekijöitä, kuten herääminen yöllä, huonekalujen liikkuminen tai piippujen sortumat. Näiden tekijöiden perusteella määritetään roomalaisella numerolla intensiteetti, joista I on pienin ja XII on suurin (Taulukko 3). Pienien maanjäristysten määritelmä perustuu ihmisten tuntemuksiin ja suurien rakenteiden vaurioiden laajuuteen.

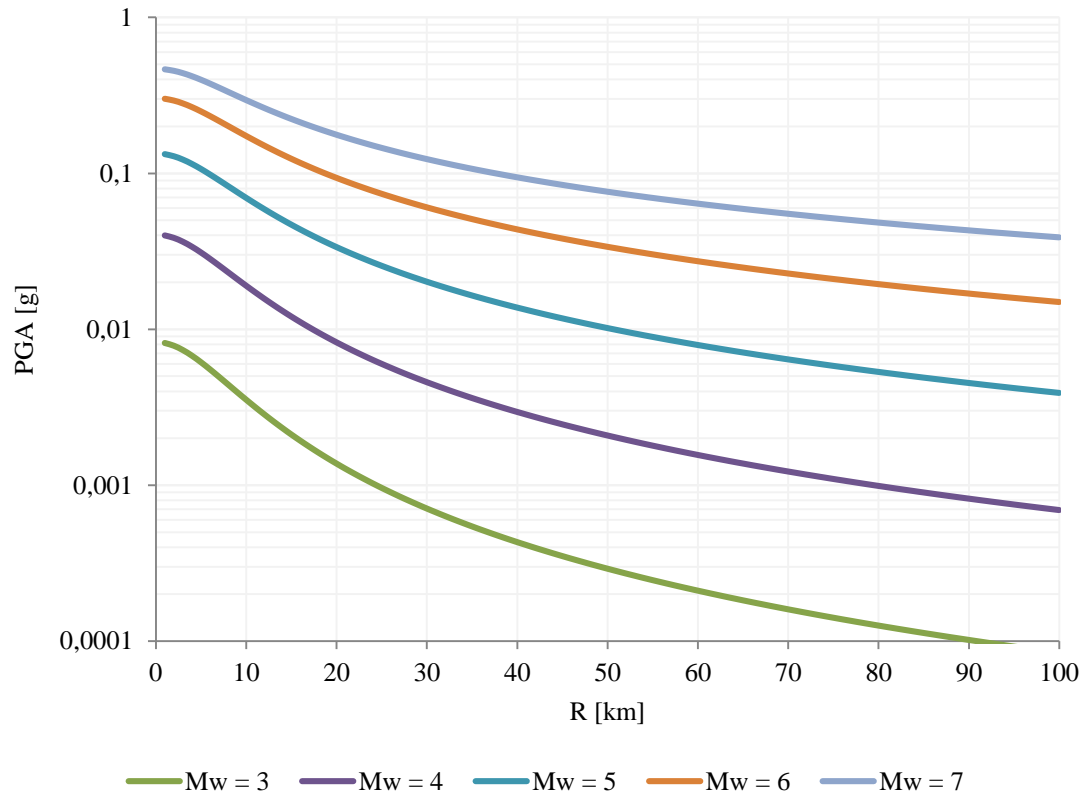
Taulukko 2. Intensiteetin ja huippukiihtyvyyden yhteys [7]

MMI	PGA	Kuvaus
I	$\leq 0,0017g$	Huomataan vain poikkeuksellisen rauhallisissa oloissa.
II	$\leq 0,014g$	Huomataan vain levossa, erityisesti korkeissa rakennuksissa.
III		Huomataan melko helposti sisätiloissa, erityisesti korkeissa rakennuksissa. Kaikki eivät tunnista liikettä maanjäristykseksi. Vaikuttaa ohiajavan auton tärinältä.
IV	$\leq 0,039g$	Huomataan helposti sisätiloissa ja jotkut ulkotiloissa. Saattaa herättää yöllä. Astiat ja rakenteet päästävät ääntä. Vaikuttaa raskaan rekan tärinältä.
V	$\leq 0,092g$	Lähes kaikki huomaavat, useat heräävät. Astioita ja ikkunoita rikkoutuu. Tukemattomat huonekalut voivat kaatua.
VI	$\leq 0,18g$	Kaikki huomaavat, useat pelkäävät. Jotkin raskaat huonekalut siirtyvät. Pieniä vaurioita rakennuksiin.
VII	$\leq 0,34g$	Maanjäristyssuunnitelluille rakennuksille ei merkittäviä vaurioita, muille voi aiheutua merkittäviäkin vaurioita. Savupiiput voivat sortua.
VIII	$\leq 0,65g$	Maanjäristyssuunnitelluille rakennuksille ei merkittäviä vaurioita, muille voi aiheutua merkittäviäkin vaurioita ja joitakin sortumia. Raskaat huonekalut voivat kaatuvat.
IX	$\leq 1,24g$	Maanjäristyssuunnitelluille rakennuksille merkittäviä vaurioita. Rakennuksia tippuu perustuksilta.
X	$> 1,24g$	Maanjäristyssuunnitellut rakennukset voivat sortua. Perustukset hajoavat. Ratakiskot taipuvat.
XI		Jotkut rakennukset eivät sorru. Sillat tuhoutuvat.
XII		Täydellinen tuho.

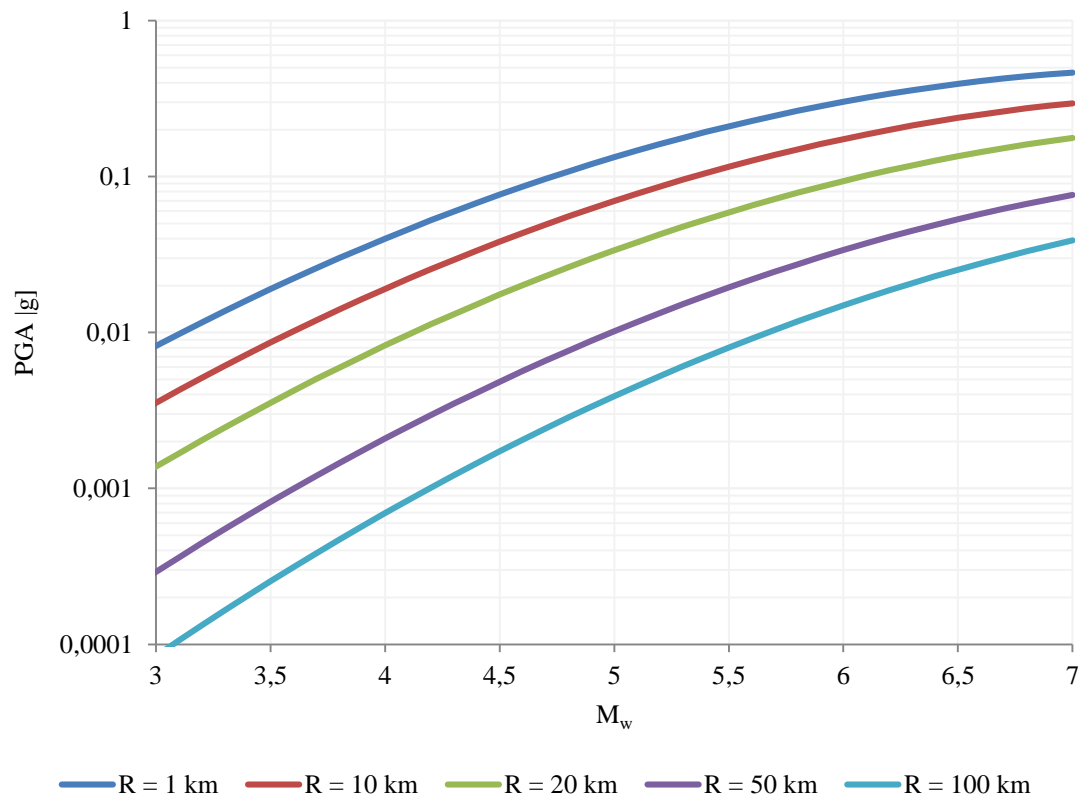
Eri magnitudit on kehitetty kuvaamaan maanjäristyksen voimakkuutta yleisesti. Magnitudit kuvaavat maanjäristyksen voimakkuutta fysikaalisena ilmiönä. Koska magnitudille suoritetaan mittausasemasta johtuvia korjauksia, joilla yksittäisten mittausasemien vaikutukset poistetaan, kuvaavat magnitudit maanjäristystä mittausasemasta riippumatta. Magnitudien arvot perustuvat tallennetun aikahistorian logaritmiin. Logaritmisien asteikon myötä magnitudin kasvaessa yhdellä kasvaa maanjäristyksen voimakkuus kymmenkertaiseksi.

Richterin magnitudi M_L on Charles F. Richterin kehittämä asteikko 1935 Californiassa tapahtuneille maanjäristyksille. Richterin magnitudi on tutummin tunnettu Richterin asteikkona. Richterin magnitudi rajoittuu kuvaamaan voimakkuuksia välillä 3-7. Momenttimagnitudi on kehitetty 1979. Momenttimagnitudi M_w kuvaa siiroksessa vapautunutta energiaa.

Magnitudin ja huippukiihtyvyyden välillä ei ole yksikäsitteistä yhteyttä, sillä magnitudi ei ota huomioon paikallisia vaikutuksia, joiden merkitys huippukiihtyvyyteen on merkittävä. Momenttimagnitudin ja huippukiihtyvyyden välille on kehitetty useita sovitteita kirjallisuudessa (Kuva 2.6 ja Kuva 2.7), mutta saadut tulokset soveltuvat vain käytetyn mittausaineiston puitteissa. [2]



Kuva 2.6. Suuntaa-antava etäisyyden R vaikutus PGA-arvoon[2]



Kuva 2.7. Suuntaa-antava momenttimagnitudin M_W vaikutus PGA-arvoon [2]

3 DYNAMIIKAN LIIKEYHTÄLÖ

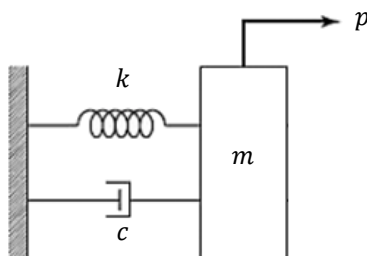
Dynamiikan perusyhtälöt kuvaavat rakenteiden käyttäytymistä, kun niihin vaikuttaa ajasta riippuvia kuormia. Maanjäristys on vahvasti ajasta riippuvainen ilmiö. Jos maanjäristyksen vaikutuksia analysoitaisiin vain statiikan perusyhtälöillä, massan hitausvoimat ja liikettä vaimentavat ilmiöt, kuten vaimennus, jäisi ottamatta huomioon. Ilmiöt tapahtuisivat välittömästi eikä rakenteiden värähtely vaikuttaisi tuloksiin. Koska todellisuudessa rakenteen dynaamiset ominaisuudet määräävät suurimmaksi osaksi käyttäytymisen maanjäristyksessä, on dynamiikan yhtälöiden tunteminen tärkeää maanjäristysanalyysissä.

Kaikki usean vapausasteen (MDOF, multi degree of freedom) kaavat perustuvat matriiseihin, joiden muodostusperusteet esitetään lähteessä [4]. Osa kaavoista käsittelee yhden vapausasteen (SDOF, single degree of freedom) mallia.

Yhden vapausasteen (Kuva 3.1) vaimenevan värähtelijän liikettä kuvaava differentiaaliyhtälö on kaavan (1) mukainen.

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = p(t) \quad (1)$$

m	Massa
c	Viskoosivaimennus
k	Jäykkyys
$p(t)$	Vaikuttava herätevoima ajan funktiona
$\ddot{x}(t)$	Kiihtyvyyssvaste ajan funktiona
$\dot{x}(t)$	Nopeusvaste ajan funktiona
$x(t)$	Siirtymäsvaste ajan funktiona

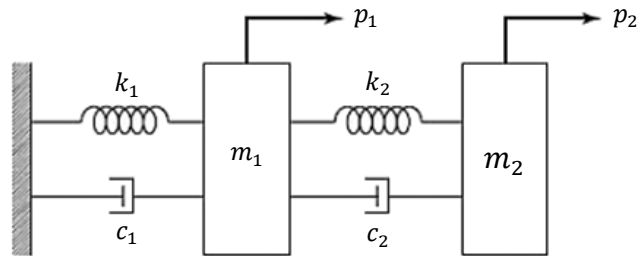


Kuva 3.1. Yhden vapausasteen värähtelijä (SDOF)

Usean vapausasteen (n vapausastetta) värähtelijän (Kuva 3.2) liikeyhtälö voidaan esittää kaavan (2) muodossa [21].

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{P}(t) \quad (2)$$

- \mathbf{M} Massamatriisi
 \mathbf{C} Viskoosi vaimennusmatriisi
 \mathbf{K} Jäykkyysmatriisi
 $\mathbf{P}(t)$ Herätevoimavektori ajan funktiona
 $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ Kiihtyvyyssastevektori ajan funktiona
 $\dot{\mathbf{u}}(t)$ Nopeusastevektori ajan funktiona
 $\mathbf{u}(t)$ Siirtymäastevektori ajan funktiona

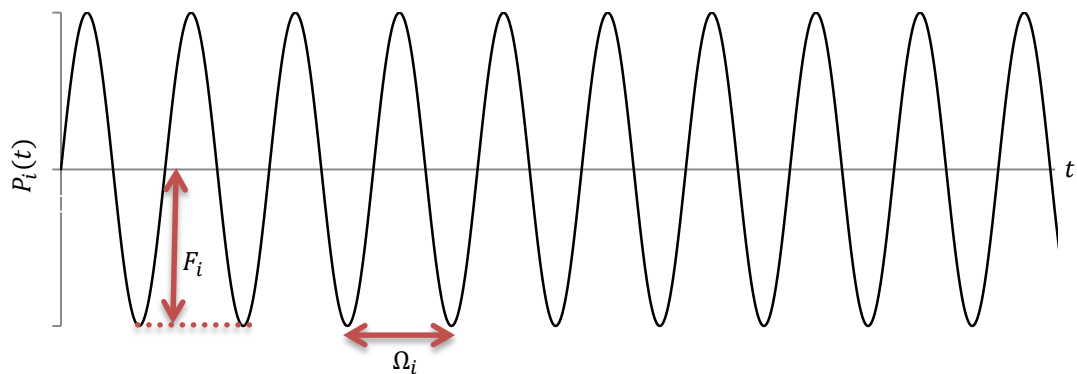


Kuva 3.2. Usean (kahden) vapausasteen värähtelijä (MDOF)

Harmoninen vapausasteeseen i vaikuttava heräte P_i (Kuva 3.3) on kaavan (3) mukainen.

$$P_i(t) = F_i \sin(\Omega_i t + \varphi_i) \quad (3)$$

- F_i Harmonisen voiman amplitudi
 Ω_i Harmonisen voiman kulmataajuus
 φ_i Harmonisen voiman vaihekulma



Kuva 3.3. Harmoninen heräte

Vaimentamattoman ($\mathbf{C} = \mathbf{0}$) värähtelijän ominaiskulmataajuus ω_k saadaan ominaisarvotehtävästä, kun $\underline{P}(t) = \underline{0}$ kaavan (4) mukaisesti.

$$(\mathbf{K} - \omega_k^2 \mathbf{M}) \underline{v}_k \sin(\omega_k t) = \underline{0} \quad (4)$$

$$\underline{\phi}_k = \frac{\underline{v}_k}{\underline{v}_k^T \mathbf{M} \underline{v}_k}$$

ω_k Ominaiskulmataajuus

\underline{v}_k Ominaismuoto

$\underline{\phi}_k$ Normeerattu ominaismuoto ($\underline{\phi}_k^T \mathbf{M} \underline{\phi}_k = 1$)

Kaavan (4) mukaisesta esityksestä saadaan muodostettua yleistetty (kahden matriisin) ominaisarvotehtävä kaavan (5) mukaisesti.

$$\mathbf{K} \underline{v}_k = \omega_k^2 \mathbf{M} \underline{v}_k \quad (5)$$

Rakenteen ominaistajuus f_k ja ominaisaika T_k määritellään kulmataajuuden ω_k avulla kaavan (6) mukaisesti.

$$f_k = \frac{\omega_k}{2\pi} = \frac{1}{T_k} \quad (6)$$

$$T_k = \frac{2\pi}{\omega_k} = \frac{1}{f_k}$$

f_k Ominaistaajuus

T_k Ominaisaika

Kun käytetään viskoosia vaimennusta, yleinen MDOF-liikeyhtälö voidaan muuntaa pääkoordinaatistoon, joka koostuu SDOF värähtelijöistä. Tähän muunnokseen tarvitaan muotomatriisi Φ (modal matrix) ja spektrimatriisi Λ (spectral matrix), jotka määritellään kaavassa (7).

$$\Phi = [\underline{\phi}_1 \quad \underline{\phi}_2 \quad \underline{\phi}_3 \quad \dots \quad \underline{\phi}_n] \quad (7)$$

$$\Lambda = \text{diag}(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2) = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_n^2 \end{bmatrix}$$

Φ Muotomatriisi

Λ Spektrimatriisi

Lähteessä [21] on esitetty kaavan (8) dynamiikassa käytetyt yhteydet.

$$\begin{aligned}\omega^2 &= \frac{k}{m} \\ c_{cr} &= 2\sqrt{mk} \\ \zeta &= \frac{c}{c_{cr}} \\ c &= 2\zeta\sqrt{mk} \\ \omega_d &= \sqrt{1 - \zeta^2}\omega\end{aligned}\tag{8}$$

c_{cr} Kriittinen vaimennus
 ζ Suhteellinen vaimennus
 ω_d Vaimennetun värähtelijän kulmataajuus

Näillä matriiseilla on matriisialgebrassa johdettuja ominaisuuksia, joilla kaavan (2) matriisit saadaan muutettua diagonaalimuotoon kaavan (9) mukaisesti.

$$\begin{aligned}\Phi^T M \Phi &= \mathbf{1} \\ \Phi^T K \Phi &= \Lambda \\ \Phi^T C \Phi &= \text{diag}(2\zeta_1\omega_1, 2\zeta_2\omega_2, 2\zeta_3\omega_3, \dots, 2\zeta_n\omega_n) \\ \Phi^T \underline{P}(t) &= \underline{p}(t) = [p_1(t) \ p_2(t) \ p_3(t) \ \dots \ p_n(t)]^T\end{aligned}\tag{9}$$

Dynamiikan liikeyhtälöt separoituvat joukoksi toisistaan riippumattomia yhtälöitä. Muunnoksen jälkeen yhtälöt voidaan ratkaista toisistaan riippumatta, mutta nämä tulokset ovat muunnoksen myötä omassa koordinaatistossaan – pääkoordinaatistossa. MDOF-malli muuttuu useiksi SDOF-malleiksi kaavan (10) mukaisesti.

$$m_k \ddot{x}_k(t) + c_k \dot{x}_k(t) + k_k x_k(t) = p_k(t)\tag{10}$$

m_k Massa
 c_k Vaimennus
 k_k Jäykkyys
 $p_k(t)$ Vaikuttava herätevoima ajan funktiona

Kaavojen (1) ja (9) avulla voidaan johtaa kaavan (11) suorat yhteydet yhden vapausasteen värähtelijän ja pääkoordinaatiston kaavojen (10) välille.

$$\begin{aligned}m_k &= 1 \text{ (kg)} \\ c_k &= 2\zeta_k \omega_k \dot{\gamma}_k \\ k_k &= \omega_k^2 \\ p_k(t) &= \underline{\phi}_k^T \underline{P}(t)\end{aligned}\tag{11}$$

Kaavan (11) perusteella voidaan pääkoordinaatiston kaava (10) kirjoittaa kaavan (12) muotoon.

$$\ddot{x}_k(t) + 2\zeta_k\omega_k\dot{x}_k(t) + \omega_k^2x_k(t) = \frac{\phi_k^T P(t)}{m_k} = \frac{p_k(t)}{m_k} \quad (12)$$

Pääkoordinaatiston siirtymät saadaan palautettua takaisin MDOF-mallin siirtymiksi kaavan (13) mukaisesti.

$$\underline{u}(t) = \sum_{k=1}^n x_k(t)\underline{\phi}_k \quad (13)$$

3.1 Heräte

Maanjäristys rakenteen herätteenä voidaan mallintaa maan kiihtyvyytenä. Jos koordinaatisto kiinnitetään maahan, pysyy maa koko ajan paikoillaan ja rakenne saa vastaavan kiihtyvyyden. Näin maanjäristys saadaan mallinnettua kuormaksi dynamiikan liikeyhtälöihin. Yleinen muoto maanjäristys kuormitukselle on esitetty kaavassa (14).

$$\underline{P}(t) = -a_g(t)\underline{M}\underline{u}_b \quad (14)$$

a_g Maanjäristyksen kiihtyvyyshistoria (Kuva 4.4)

\underline{u}_b Suuntavektori, joka poimii vaikutussuunnan massat

Suuntavektori \underline{u}_b ottaa huomioon eri vapausasteet. Kun malli siirtyy jäykkänä maanjäristyksen suuntaan yksikön verran, voidaan suuntavektori \underline{u}_b lukea siirtymistä \underline{u} . Jos maanjäristys vaikuttaa vain X-suuntaan, poimii suuntavektori \underline{u}_b kaikki X-suunnan vapausasteet.

Kun kaavan (14) voima muunnetaan pääkoordinaatistoon, saadaan pääkoordinaatistossa vaikuttava voima kaavasta (15).

$$p_k(t) = -a_g(t)\underline{\phi}_k^T \underline{M}\underline{u}_b = -a_g(t)\Gamma_k \quad (15)$$

Γ_k Muodon osallistumiskerroin

Kuten kaavasta (15) nähdään, muodon osallistumiskerroin Γ_k lasketaan kaavasta (16).

$$\Gamma_k = \underline{\phi}_k^T \underline{M}\underline{u}_b = \frac{\underline{v}_k^T \underline{M}\underline{u}_b}{\underline{v}_k^T \underline{M}\underline{v}_k} \quad (16)$$

Ominaismuotoon k osallistuva seisminen massa $m_{s,k}$ voidaan laskea kaavasta (17).

$$m_{s,k} = \Gamma_k^2 \quad (17)$$

Jos rakenteesta määritetään kaikki ominaismuodot, on ominaismuotojen osallistuvien seismisten massojen summa analyysissä käytetyn massan summa kaavan (18) mukaisesti [13].

$$m_s = \sum_{k=1}^n \Gamma_k^2 = \sum_{k=1}^n m_{s,k} \quad (18)$$

Ominaismuodon merkityksellisyyttä voidaan arvioida osallistuvan seismisen massan $m_{s,k}$ prosentuaalisella osuudella kaavan (19) mukaan.

$$m_{\%,k} = \frac{m_{s,k}}{m_s} \quad (19)$$

Kun kaavan (15) voimaa $p_k(t)$ sovelletaan kaavaan (12), saatavat tulokset (siirtymät, nopeudet ja kiihtyvyydet) ovat suhteessa maahan. Jos tulokset halutaan esittää ”taivaalle” kiinnitetyssä (kiinteässä) koordinaatistossa, tulee kiihtyvyyksiin \ddot{x} lisätä vielä alkuperäisen koordinaatiston (maahan kiinnitetyn) kiihtyvyys a_g kaavan (20) mukaisesti.

$$\ddot{x}_{t,k}(t) = \ddot{x}_k(t) + a_g(t)\Gamma_k \quad (20)$$

$\ddot{x}_{t,k}(t)$ Kiinteän koordinaatiston kiihtyvyys

Kun kaavasta (12) ratkaistaan kiihtyvyys $\ddot{x}_k(t)$ ja sijoitetaan se kaavaan (20), saadaan kaavan (21) mukainen yhteys siirtymälle ja kiihtyvyydelle.

$$\ddot{x}_{t,k}(t) = -\omega^2 x_k(t) - 2\zeta_k \omega_k \dot{x}_k(t) \quad (21)$$

3.2 Vaste

Yhden vapausasteen vasteen harmoniselle värähtelijälle määritellään kaavassa (22) kompleksinen taajuusvastefunktio $H(\Omega)$.

$$\begin{aligned}
x(t) &= H(\Omega)F e^{j\Omega t} \\
\dot{x}(t) &= \frac{dx(t)}{dt} = j\Omega H(\Omega)F e^{j\Omega t} \\
\ddot{x}(t) &= \frac{d\dot{x}(t)}{dt} = -\Omega^2 H(\Omega)F e^{j\Omega t}
\end{aligned} \tag{22}$$

Ω Herätteen taajuus
 j Imaginääriyksikkö ($j^2 = -1$)

Herätteen reaaliosuus saa aikaan vasteen reaaliosuuden sekä herätteen imaginääriosuus saa aikaan vasteen imaginaarisuuden. Laskenta voidaan suorittaa kompleksilaskentaa hyödyntäen, mutta todellinen tulos on vain reaaliosa. Kaavan (1) ja (22) avulla voidaan johtaa yleinen muoto systeemin taajuusvastefunktiolle (23).

$$H(\Omega) = \frac{\frac{1}{k}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2 + 2\zeta \frac{\Omega}{\omega} j} \tag{23}$$

Taajuusvastefunktion itseisarvo $|H(\Omega)|$ ja vaihekulma Ψ on esitetty kaavassa (24).

$$\begin{aligned}
|H(\Omega)| &= \frac{\frac{1}{k}}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2\right]^2 + \left(2\zeta \frac{\Omega}{\omega} j\right)^2}} \\
\Psi &= \arctan \left[-\frac{2\zeta \frac{\Omega}{\omega}}{1 - \left(\frac{\Omega}{\omega}\right)^2} \right]
\end{aligned} \tag{24}$$

Ψ Vasteen vaihekulma

Kun sovelletaan kompleksilukujen laskentasääntöjä, voidaan vasteen lauseke muuntaa kaavan (25) mukaiseksi.

$$x(t) = |H(\Omega)|F e^{j\Omega t + \Psi} \tag{25}$$

Vaste jaksottomalle mielivaltaiselle herätteelle voidaan laskea kaavan (26) ykkösimpulssivastefunktion $h(t)$ avulla.

$$h(t) = \frac{1}{m\omega_d} e^{-\zeta\omega t} \sin(\omega_d t) \tag{26}$$

$$x(t) = \int_0^t p(\tau) h(t - \tau) d\tau \quad (27)$$

$h(t)$ Ykkösimpulssivastefunktio

τ Integrandi

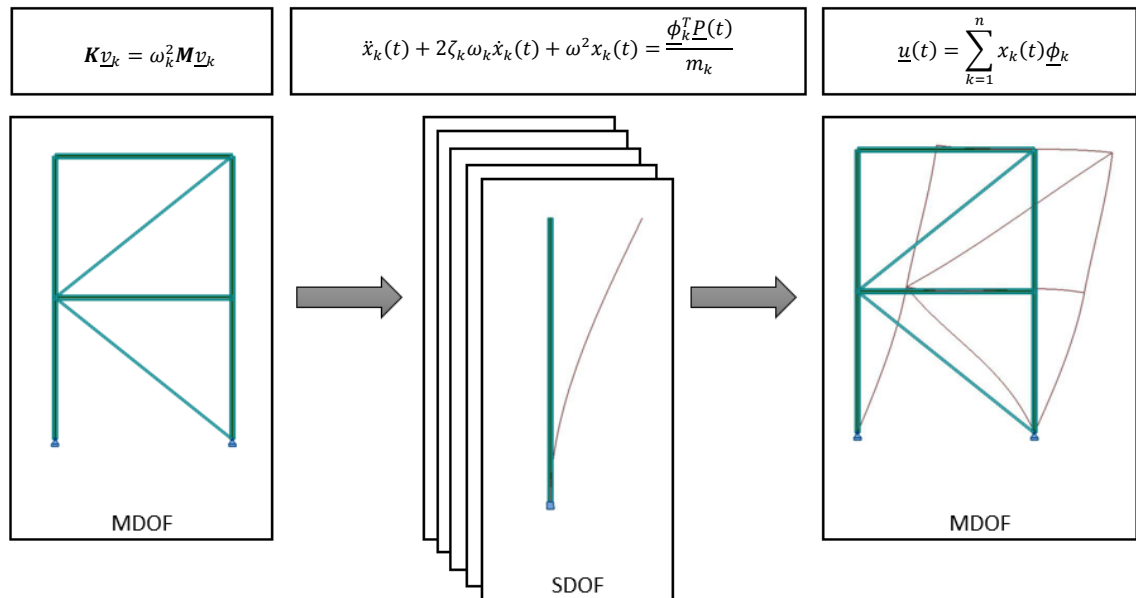
Kaavan (27) integraalista käytetään nimitystä Duhamelin integraali. Taajuusvastefunktio $H(\Omega)$ ja ykkösimpulssivastefunktio $h(t)$ muodostavat FOURIER-muunnosparin kaavan (28) mukaisesti.

$$H(\Omega) = \int_{-\infty}^{\infty} h(t) e^{-j\Omega t} dt \quad (28)$$

$$h(t) = \int_{-\infty}^{\infty} H(\Omega) e^{-j\Omega t} d\Omega$$

3.2.1 Normaalimuotomenetelmä

Dynamiikan tehtävä voidaan ratkaista käyttäen hyväksi kaavan (12) mukaista yhteyttä, jolla MDOF-malli voidaan muuntaa useaksi toisistaan riippumattomaksi SDOF-malliksi. Menetelmää kutsutaan normaalimuotomenetelmäksi (Kuva 3.4).



Kuva 3.4. Dynamiikan ongelman ratkaisu normaalimuotomenetelmällä

MDOF-mallista ratkaistaan ominaiskulmataajuudet ω_k ja ominaismuodot ϕ_k kaavalla (5), joilla muunnos pääkoordinaatistoon tehdään. Jos rakenteen heräte on harmoninen, voidaan pääkoordinaatissa tehtävä ratkaista kaavalla (25). Mielivaltaiselle herätteelle voidaan käyttää kaavaa (27). Vasteet lasketaan jokaiselle ominaismuodolle erikseen.

Lopullinen siirtymä saadaan, kun vasteet summataan yhteen kaavan (13) mukaisesti.

Koska normaalimuotomenetelmässä laskentaan otetaan mukaan vain halutut muodot, voi sillä arvioida samalla eri ominaismuotojen merkitystä kyseiselle herätteelle. Tämä onkin yksi normaalimuotomenetelmän vahvuuksista. Siirtymien saavuttamiseksi menetelmässä ei tarvitse ratkaista statiikan tehtävää.

3.2.2 Välitön integrointi

Välittömässä integroinnissa ratkaistaan dynamiikan liikeyhtälöä askeltamalla eteenpäin. Liikeyhtälöä (2) ei pyritä toteuttamaan jokaisella ajanhetkellä, vaan ainoastaan ajanhetkinä $t_1 \dots t_j$. Aika-askeleiden välissä t_j ja t_{j+1} oletetaan kiihtyvyyden \ddot{u} , nopeuden \dot{u} ja siirtymien u muuttuvan valitun ratkaisualgoritmin mukaisesti.

Eksplisiittisissä menetelmissä liikeyhtälö toteutetaan ajanhetkellä t_j kaavan (29) mukaisesti ja implisiittisessä ajanhetkellä t_{j+1} kaavan (30) mukaisesti. Kaikki eksplisiittiset ja jotkin implisiittiset menetelmät edellyttävät, että aika-askel on kriittistä aika-askelta Δt_{cr} pienempi. [4]

$$\begin{aligned} &\text{Eksplisiittinen menetelmä} && (29) \\ &\underline{u}_{j+1} = f(\underline{u}_j, \underline{\dot{u}}_j, \underline{\ddot{u}}_j, \underline{u}_{j-1}, \dots) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &\text{Implisiittinen menetelmä} && (30) \\ &\underline{u}_{j+1} = f(\underline{\dot{u}}_{j+1}, \underline{\ddot{u}}_{j+1}, \underline{u}_j, \underline{\dot{u}}_j, \underline{\ddot{u}}_j, \dots) \end{aligned}$$

Keskeisdifferenssimenetelmä

Keskeisdifferenssimenetelmä on yksi eksplisiittinen välitön integrointimenetelmä. Menetelmässä muodostetaan nopeus ja kiihtyvyys siirtymien numeerisista keskeisistä differenssimenetelmällä lasketuista derivaatoista.

$$\begin{aligned} \underline{\dot{u}}_j &= \frac{1}{2\Delta t} (\underline{u}_{j+1} - \underline{u}_{j-1}) \\ \underline{\ddot{u}}_j &= \frac{1}{\Delta t^2} (\underline{u}_{j+1} - 2\underline{u}_j + \underline{u}_{j-1}) \end{aligned} \tag{31}$$

$$\underline{u}_j \quad \text{Rakenteen siirtymä aika-askeleella } j$$

Kaavojen (31) ja (2) avulla voidaan johtaa kaava (32) siirtymän \underline{u}_{j+1} laskentaan.

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{1}{2\Delta t} \mathbf{C} \right) \underline{u}_{j+1} \\ = \underline{P}(t_j) - \left(\mathbf{K} - \frac{2}{\Delta t^2} \mathbf{M} \right) \underline{u}_j - \left(\frac{1}{\Delta t^2} \mathbf{M} - \frac{1}{2\Delta t} \mathbf{C} \right) \underline{u}_{j-1} \end{aligned} \quad (32)$$

Menetelmän alussa ($j = 0$) tarvitaan näennäisiä siirtymiä \underline{u}_{-1} , jotka voidaan ratkaista kaavan (33) avulla.

$$\underline{u}_{-1} = \underline{u}_0 - \Delta t \underline{\dot{u}}_0 + \frac{\Delta t^2}{2} \underline{\ddot{u}}_0 \quad (33)$$

Jos alkunopeus $\underline{\dot{u}}_0$ on tunnettu, kaavassa (33) tarvittava rakenteen kiihtyvyys alussa voidaan johtaa kaavasta (2). Näin päädytään kaavan (34) tulokseen.

$$\mathbf{M} \underline{\ddot{u}}_0 = \underline{P}(0) - \mathbf{C} \underline{\dot{u}}_0 - \mathbf{K} \underline{u}_0 \quad (34)$$

Vastaavasti, jos alkukiihtyvyys $\underline{\ddot{u}}_0$ on tunnettu, kaavasta (33) tarvittava rakenteen nopeus alussa voidaan laskea kaavasta (35).

$$\mathbf{C} \underline{\dot{u}}_0 = \underline{P}(0) - \mathbf{M} \underline{\ddot{u}}_0 - \mathbf{K} \underline{u}_0 \quad (35)$$

Keskeisdifferenssimenetelmän kriittinen aika-askel on määritelty kaavalla (36) [21].

$$\Delta t \leq \Delta t_{\text{cr}} = \frac{T_k}{\pi} \quad (36)$$

Δt_{cr} Kriittinen aika-askel

T_k Rakenteen pienin ominaisvärähdysaika, joka halutaan ottaa huomioon analyysissä

Menetelmä voidaan tiivistää seuraaviin vaiheisiin:

1. Valitse Δt ottaen huomioon kaavan (36) rajoitukset
2. Laske \underline{u}_{-1} kaavoista (33) ja (34) tai (35)
3. Aseta $j = 0$ ja $t_0 = 0$
4. Toista, kunnes $t_j > t_{\text{loppu}}$
 - a. Laske \underline{u}_{j+1} kaavasta (32)
 - b. Laske tarvittaessa nopeudet ja kiihtyvyydet kaavasta (31)
 - c. Aseta $j = j + 1$ ja $t_j = t_{j-1} + \Delta t$

Laskennan tarkkuus on riippuvainen käytetystä aika-askeleesta Δt . Jos aika-askel on suurempi kuin kriittinen aika-askel, laskenta voi ajautua täysin väärään lopputulokseen. [4]

Newmarkin menetelmä

Newmarkin menetelmä on implisiittinen aikaintegrointimenetelmä, jossa siirtymät ja nopeudet esitetään kiihtyvyyden avulla

$$\begin{aligned}\underline{u}_{j+1} &= \underline{u}_j + \Delta t \underline{\dot{u}}_j + \frac{1}{2} \Delta t^2 [(1 - 2\beta) \underline{\ddot{u}}_j + 2\beta \underline{\ddot{u}}_{j+1}] \\ \underline{\dot{u}}_{j+1} &= \underline{\dot{u}}_j + \Delta t [(1 - \gamma) \underline{\ddot{u}}_j + \gamma \underline{\ddot{u}}_{j+1}]\end{aligned}\quad (37)$$

β Menetelmän beta-parametri (ANSYS: α)

γ Menetelmän gamma-parametri (ANSYS: δ)

Parametrit γ ja β määräävät menetelmän ominaisuudet, kuten laskentatarkkuuden, numeerisen tarkkuuden sekä menetelmän aiheuttaman vaimennuksen.

Taulukko 3. Newmarkin menetelmän parametrien arvoja[4]

	γ	β
Vakio kiihtyvyys	$1/2$	$1/4$
Lineaarinen kiihtyvyys	$1/2$	$1/6$

Kaavojen avulla (37) ja (2) voidaan johtaa kaava (38) siirtymän \underline{u}_{j+1} laskentaan.

$$\begin{aligned}(a_{M1} \mathbf{M} + a_{C1} \mathbf{C} + \mathbf{K}) \underline{u}_{j+1} &= \underline{P}(t_j) + (a_{M1} \underline{u}_j + a_{M2} \underline{\dot{u}}_j + a_{M3} \underline{\ddot{u}}_j) \mathbf{M} \\ &+ (a_{C1} \underline{u}_j + a_{C2} \underline{\dot{u}}_j + a_{C3} \underline{\ddot{u}}_j) \mathbf{C}\end{aligned}\quad (38)$$

$$a_{M1} = \frac{1}{\beta \Delta t^2}$$

$$a_{M2} = \frac{1}{\beta \Delta t}$$

$$a_{M3} = \frac{1}{2\beta} - 1$$

$$a_{C1} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t}$$

$$a_{C2} = \frac{\gamma}{\beta} - 1$$

$$a_{C3} = \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right)$$

Aika-askeleen nopeus $\dot{\underline{u}}_{j+1}$ ja kiihtyvyys $\ddot{\underline{u}}_{j+1}$ voidaan laskea kaavasta (39).

$$\begin{aligned}\dot{\underline{u}}_{j+1} &= a_{C1}(\underline{u}_{j+1} - \underline{u}_j) - a_{C2}\dot{\underline{u}}_j - a_{C3}\ddot{\underline{u}}_j \\ \ddot{\underline{u}}_{j+1} &= a_{M1}(\underline{u}_{j+1} - \underline{u}_j) - a_{M2}\dot{\underline{u}}_j - a_{M3}\ddot{\underline{u}}_j\end{aligned}\quad (39)$$

Menetelmä on ehdoitta stabiili, kun kaavan (40) ehto toteutuu. Vaikka tällä ehdolla menetelmän stabiilius ei aseta vaatimuksia aika-askeleelle, riippuu ratkaisun tarkkuus vahvasti käytettävästä aika-askeleesta. [4]

$$\frac{1}{2} \leq \gamma \leq 2\beta \quad (40)$$

Menetelmä on ehdollisesti stabiili, kun kaavan (41) ehdot toteutuvat. [4]

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} \leq \gamma \quad \beta < \frac{1}{2}\gamma \quad \Delta t \leq \frac{\Omega_{\text{crit}}}{\omega_k} = \frac{\Omega_{\text{crit}} T_k}{2\pi} \\ \Omega_{\text{crit}} = \frac{\xi \left(\gamma - \frac{1}{2} \right) + \sqrt{\frac{\gamma}{2} - \beta + \xi^2 \left(\gamma - \frac{1}{2} \right)^2}}{\frac{\gamma}{2} - \beta}\end{aligned}\quad (41)$$

ω_k Rakenteen suurin huomioon otettava kulmataajuus

T_k Rakenteen pienin huomioon otettava jaksonaika

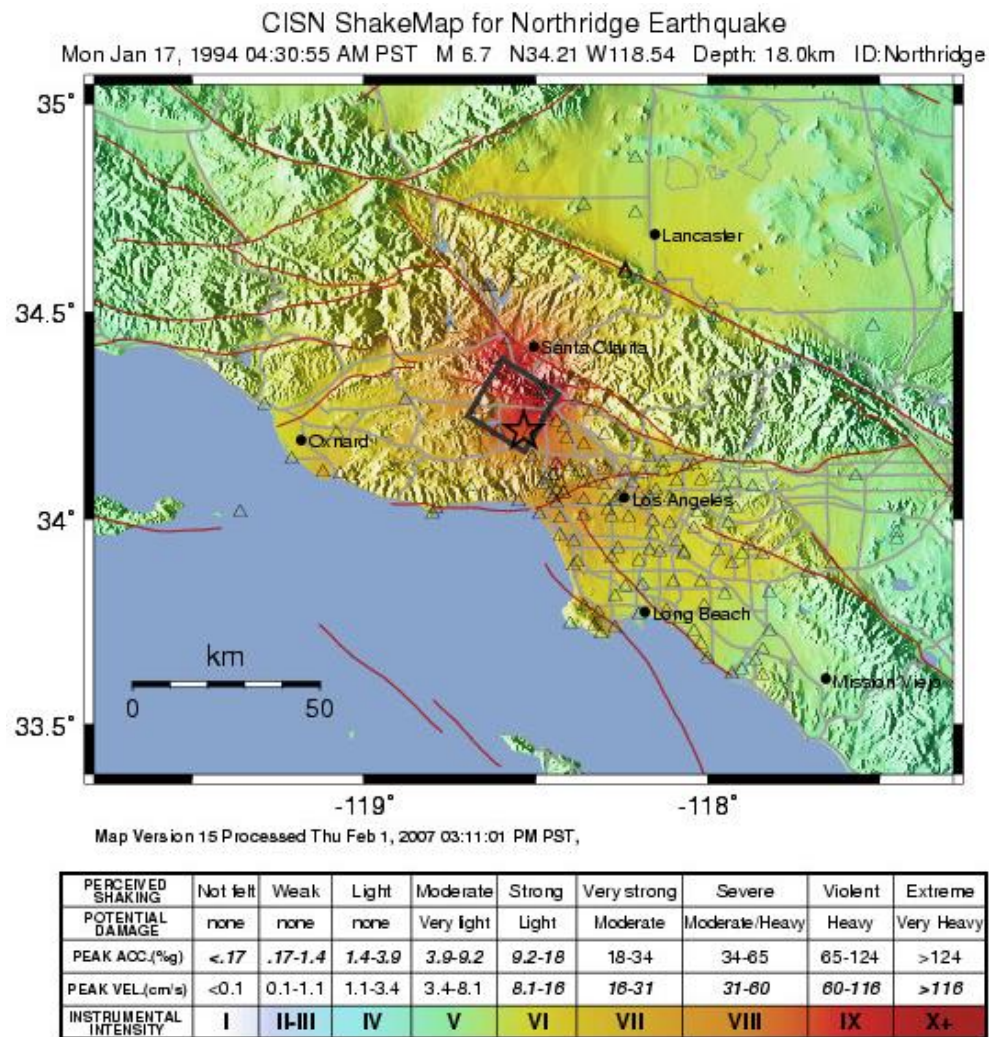
Menetelmä voidaan tiivistää seuraaviin vaiheisiin:

1. Valitse γ , β ja Δt ottaen huomioon kaavojen (40) ja (41) rajoitukset
2. Laske $\ddot{\underline{u}}_0$ kaavasta (34) tai $\dot{\underline{u}}_0$ kaavasta (35)
3. Aseta $j = 0$ ja $t_0 = 0$
4. Toista, kunnes $t_j > t_{\text{loppu}}$
 - a. Laske \underline{u}_{j+1} kaavasta (38)
 - b. Laske tarvittaessa nopeudet ja kiihtyvyydet kaavasta (39)
 - c. Aseta $j = j + 1$ ja $t_j = t_{j-1} + \Delta t$

4 MAANJÄRISTYS HERÄTTEENÄ

Maaperässä etenevät aaltoliikkeet saavat maan rakennuksen ympärillä liikkumaan aiheuttaen rakenteelle vahvasti dynaamisen kuormituksen. Rakennuksen näkökulmasta maanjäristys esiintyy maaperän kiihtyvyytenä. Maanjäristyksen voimakkuutta kuvataan useilla suureilla, joista rakenneanalyysissä käytetään pääsääntöisesti PGA-arvoa ja aikahistoriasta tai standardista laskettua vastespektriä.

USGS julkaisee maanjäristyksen jälkeen kyseisen maanjäristyksen vaikutuskartan (Kuva 4.1), josta voidaan nähdä maanjäristyksen suuruutta episentrin ympäristössä. Kartassa on kuvattu värein MMI-asteikon (Taulukko 2) voimakkuutta.

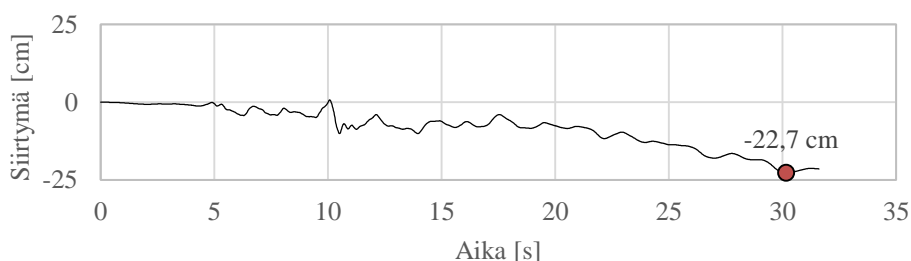


Kuva 4.1. Northridge-maanjäristyksen ShakeMap [7]

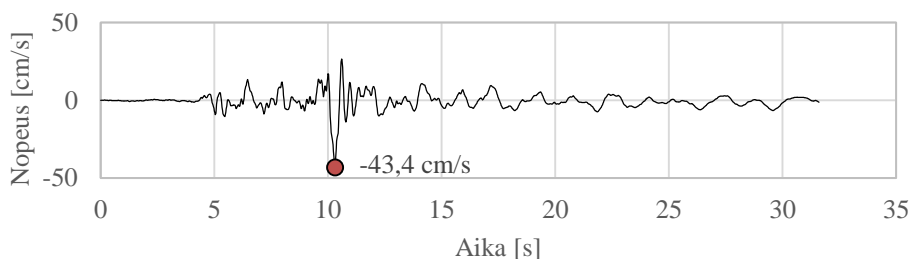
4.1 Aikahistoria

Seismometrillä (Kuva 2.5) saadaan mitattua maanjäristyksistä siirtymä-, nopeus- ja kiihtyvyshistoria. Näistä käytetään jatkossa yhteisnimitystä aikahistoria. Kuvissa (Kuva 4.2, Kuva 4.3 ja Kuva 4.4) on esitetty erään maanjäristyksen tallennetut aikahistoriat yhteen suuntaan.

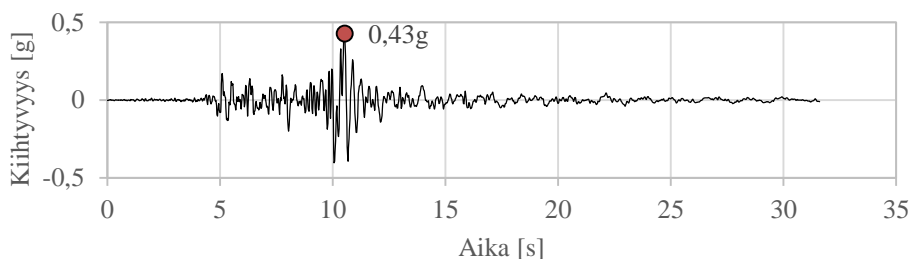
Yleensä maanjäristyksissä siirtymät ovat melko pieniä (Kuva 4.2). Siirtymät aiheuttavat rakennukselle rasituksia vain, jos ne ovat suhteellisia. Näitä suhteellisia siirtymiä esiintyy laajoilla rakennuksilla ja maanpinnan revetessä. Nopeushistoria (Kuva 4.3) kuvaa maanjäristyksessä vapautuvaa energiaa. Kiihtyvyshistoria (Kuva 4.4) kuvaa rakenteeseen kohdistuvia voimia. Maaperän huippukiihtyvyys (peak ground acceleration, PGA) eli suurin kiihtyvyshistorian suurin arvo (Kuva 4.4) $0,43g$ on yksi keskeisimmistä suureista, joka kuvaa maanjäristyksen voimakkuutta rakenteiden näkökulmasta.



Kuva 4.2. Siirtymähistoria (Northbridge Earthquake)



Kuva 4.3. Nopeushistoria (Northbridge Earthquake)



Kuva 4.4. Kiihtyvyshistoria (Northbridge Earthquake)

4.2 Vastespektri

Usein ollaan kiinnostuneita, kuinka aikahistoria vaikuttaa erilaisiin rakenteisiin. Pelkän aikahistorian perusteella on vaikea päätellä sen vaikutusta rakenteeseen. PGA-arvo antaa mielikuvan maanjäristyksen voimakkuudesta, mutta rakenteen dynaamisten ominaisuuksien vaikutus jää ottamatta huomioon.

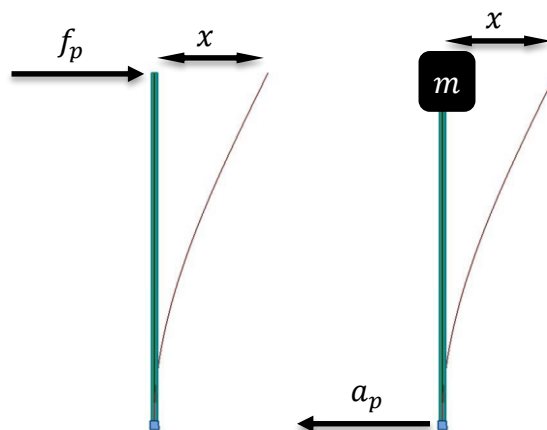
Vastespektri sisältää PGA-arvon lisäksi tietoa aikahistorian taajuussisällöstä, jotka tulee ottaa huomioon dynaamista ilmiötä analysoidessa. Aikahistorian vastespektri antaa kattavan mielikuvan maanjäristyksen vaikutuksesta eri rakenteille. Vastespektri kuvaa suurinta vastetta, joka aiheutuu dynaamisilta ominaisuuksiltaan erilaisiin yhden vapausasteen värähtelijöihin. Vastespektri voidaan esittää kiihtyvyys- (Kuva 4.8), nopeus- (Kuva 4.7) tai siirtymäspektrinä (Kuva 4.6). Koska kiihtyvyyspektristä voi päätellä rakenteeseen aiheutuvan vaakavoiman, kiihtyvyyspektri on yleisin esitystapa vastespektrille.

Siirtymäspektri sisältää yhden vapausasteen värähtelijän suurimman siirtymävasteen kaavan (42) mukaisesti.

$$S_d(\omega, \zeta) = \max_t |x(t, \omega, \zeta)| \quad (42)$$

Yhden vapausasteen värähtelijän siirtymävaste voidaan laskea kaavasta (43), jota kutsutaan Duhamelin integraaliksi.

$$x(t, \omega, \zeta) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t a_g(\tau) e^{-\omega \zeta(t-\tau)} \sin(\omega_d(t-\tau)) d\tau \quad (43)$$



Kuva 4.5. Pseudovoima f_p ja $-$ kiihtyvyys a_p

Kiihtyvyyspektrin määrittämisessä muodostetaan kuvitteellinen (pseudo)voima f_p , joka

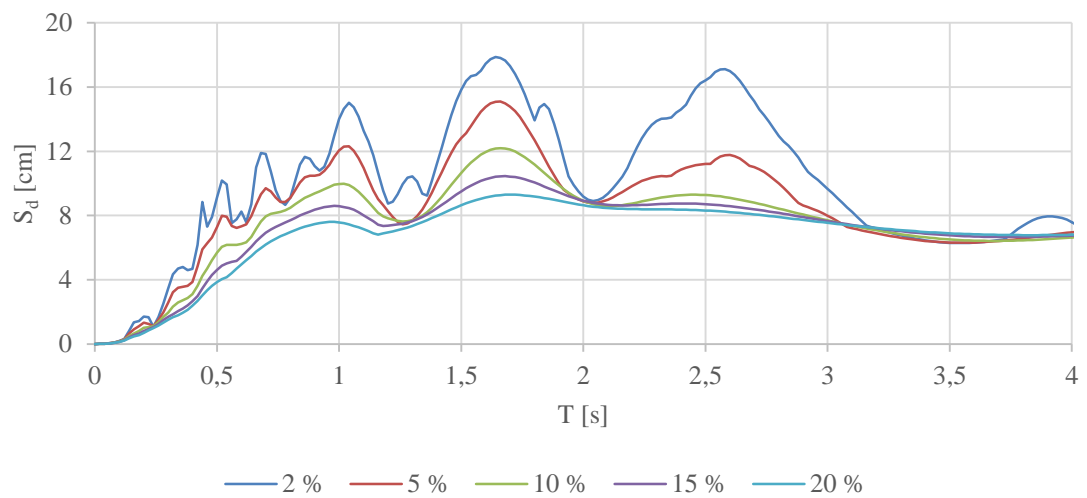
saa siirtymän x rakenteeseen (Kuva 4.5). Muodostetaan vastaava maaperän kuvitteellinen (pseudo)kiihtyvyys a_p , joka saa aikaan saman siirtymän. Näin pseudokiihtyvyyden ja siirtymien välille saadaan kaavan (44) mukainen yhteys.

$$f_p = kx = -ma_p \quad (44)$$

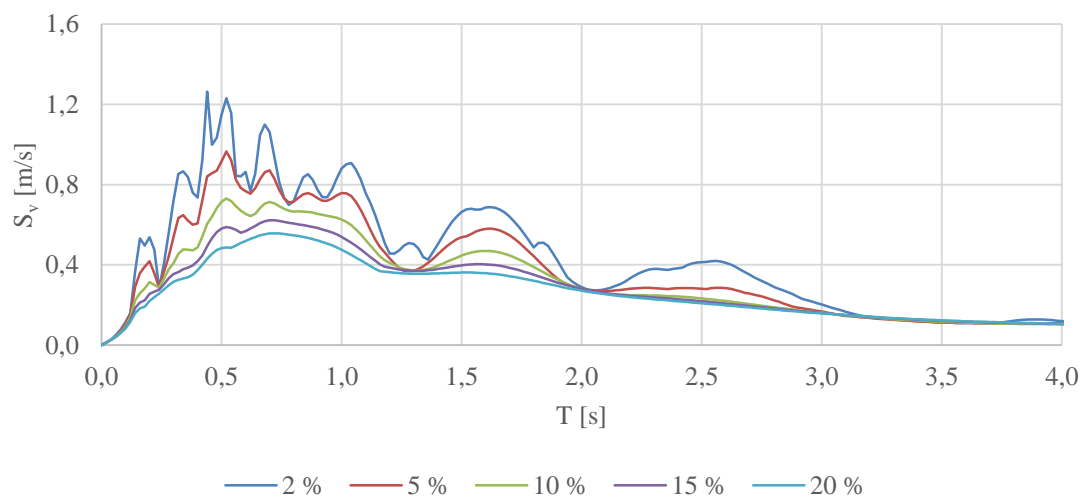
$$a_p = -\frac{k}{m}x = -\omega^2 x$$

f_p Pseudovoima

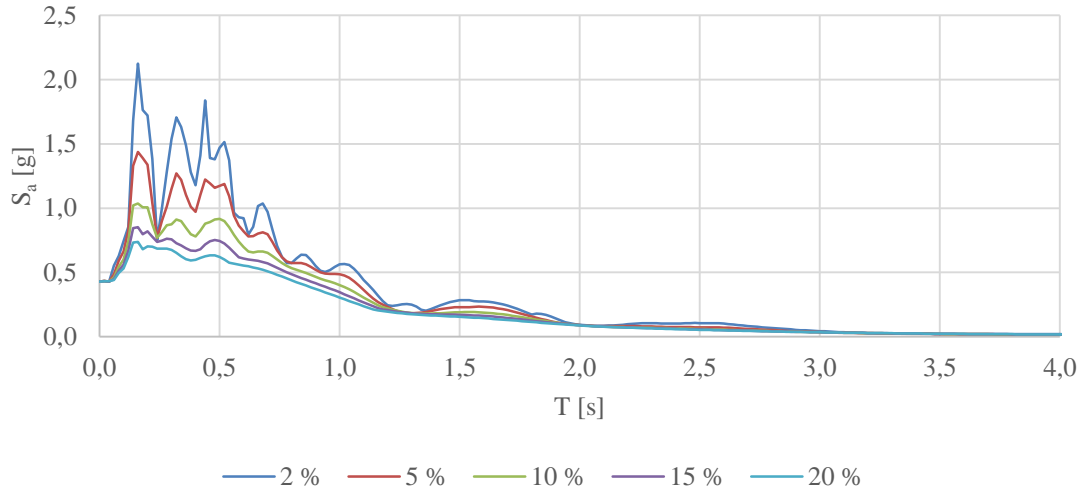
a_p Pseudokiihtyvyys



Kuva 4.6. Siirtymäspektri (Northbridge Earthquake) eri suhteellisilla vaimennuksilla



Kuva 4.7. Nopeusspektri (Northbridge Earthquake) eri suhteellisilla vaimennuksilla



Kuva 4.8. Kiihtyvyysspektri (Northridge Earthquake) eri suhteellisilla vaimennuksilla

Vastaavasti todellinen kiinteän inertiaalikoordinaatiston kiihtyvyys on esitetty kaavassa (21). Tämän mukaan pseudokiihtyvyys on sitä lähempänä todellista kiihtyvyyttä mitä lähempänä nollaa termi $2\zeta\omega$ on. Yleensä suhteellinen vaimennus on hyvin pieni (0,1 ... 10 %), minkä myötä pseudokiihtyvyydestä käytetään virheellisesti pelkästään nimitystä kiihtyvyys. Kiihtyvyysspektri määritetään pseudokiihtyvyyden maksimiarvoista kaavan (45) mukaisesti.

$$S_a(\omega, \zeta) = \max_t |a_p(t, \omega, \zeta)| = \omega^2 \max_t |x(t, \omega, \zeta)| = \omega^2 S_d \quad (45)$$

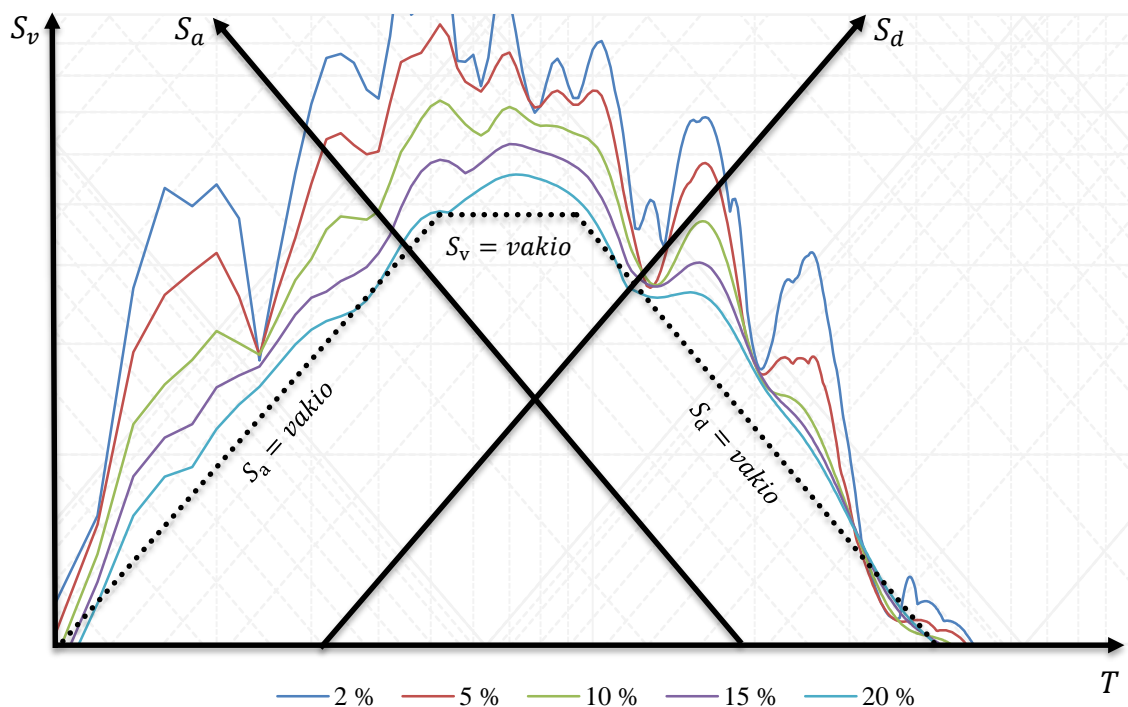
Nopeusspektrin määrittämisessä oletetaan suurimman liike-energian olevan riippuvainen muodonmuutosenergiasta kaavan (46) mukaisesti.

$$\frac{1}{2} m S_v^2 = \frac{1}{2} k S_d^2 \quad (46)$$

Todellisuudessa oletus ei ota huomioon maaperän kiihtyvyyttä, eikä näin ollen pidä paikkaansa. Nopeusspektristä saatavaa nopeutta kutsutaankin kuvitteelliseksi (pseudo) nopeudeksi. Näiden perusteella saadaan kiihtyvyys-, nopeus- ja siirtymäspektrin välille kaavan (47) mukainen yhteys.

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (47)$$

Tämän yhteyden perusteella kaikki kolme vastespektriä voidaan piirtää samaan kuvaajaan (Kuva 4.9), jossa nopeusspektri on pystyakselilla ja kiihtyvyys- sekä siirtymäspektrit ovat vinoilla akseleilla. Kaikki asteikot ovat lisäksi logaritmisia. Kuten kuvasta (Kuva 4.9) nähdään, vastespektri jakautuu kolmeen alueeseen, jossa pseudokiihtyvyys, -nopeus tai siirtymä voidaan mieltää vakioksi.



Kuva 4.9. Kolmiosainen (tripartite) logaritminen esitys vastespektrille eri suhteellisilla vaimennuksilla

Maanjäristyksessä rakenne ei aina säily kimmoisena, vaan rakenteeseen voi syntyä pysyviä muodonmuutoksia. Nämä muodonmuutokset syntyvät usein maanjäristyksen vaikuttaessa, joten ne muuttavat rakennuksen dynaamisia ominaisuuksia. Kun vastespektriä sovelletaan lineaarisissa analyyseissä, tulee rakenteen mahdollinen epälineaarinen käyttäytyminen ottaa huomioon. Vasteenmuokkaustekijä muokkaa vastespektrin muotoa ottaen huomioon rakenteen epälineaarisen käyttäytymisen. Jos rakenteen halutaan toimivan lineaarisesti, suunnitteluspektrinä käytetään suoraan vastespektriä.

4.3 Lattiaspektri

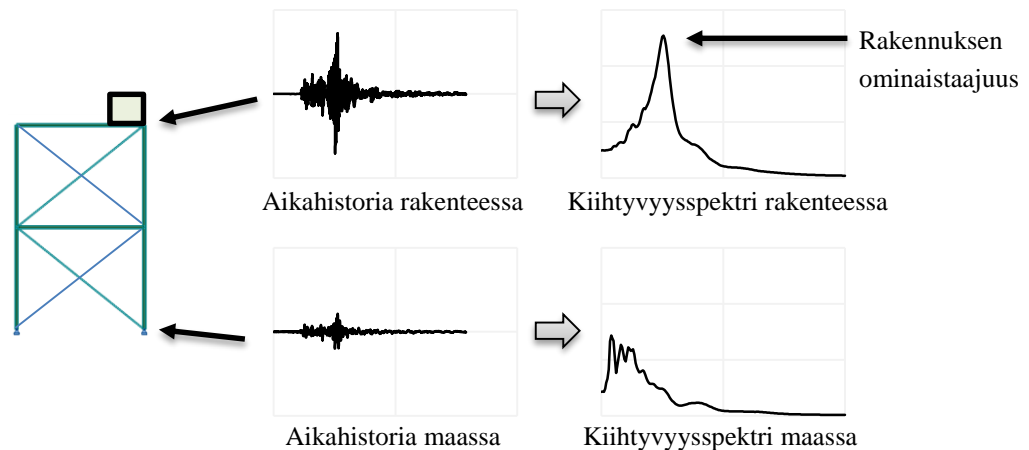
Saman maanjäristyksen vaikutukset vaihtelevat alueittain. Tämä johtuu etäisyydestä episentriin ja maaperästä, jonka paikalliset dynaamiset ominaisuudet vaikuttavat maanpinnalle välittyvään liikkeeseen. Vastaavasti maanjäristyksen liike rakennuksen eri osissa riippuu rakennuksen dynaamisista ominaisuuksista (Kuva 4.10). Kiihtyvyysspektriä, joka on määritetty haluttuun kohtaan rakennusta, kutsutaan lattiaspektriksi (floor response spectra, FRS).

Suunnitteluspektriä käytetään rakennuksen rungon analysointiin. Rakenteeseen tukeutuvia sekundäärisiä järjestelmiä, kuten laitteita ja rakenteita, voidaan analysoida suunnitteluspektrillä, mutta ne tulee olla mallinnettuna samaan malliin. Kun

sekundäärisiä järjestelmiä halutaan analysoida erikseen, tarvitaan lattiaspektriä. Lattiaspektri kuvaa rakenteen tarkasteltavan kohdan kiihtyvyysspektriä, jota voidaan käyttää suoraan sekundääristen systeemien analysointiin.

Lattiaspektriä käytettäessä sekundäärisen systeemin ja rungon dynaaminen yhteisvaikutus jätetään ottamatta huomioon. Tämä yksinkertaistus asettaa omat rajoituksensa, joista tärkeimpänä on, että sekundäärisen systeemin massan tulee olla yli 100 kertaa pienempi kuin rakennuksen eikä sekundäärinen systeemi saa vaikuttaa merkittävästi rakenteen jäykkyyteen [26].

Tarkan lattiaspektrin määrittäminen vaatii rakenteen vasteen määrittämistä kiihtyvyyshistoriaan perustuen. Kun tarkastelukohdalle saadaan kiihtyvyyssvaste selville, voidaan tästä vasteesta määrittää kimmoinen kiihtyvyysspektri rakenteessa eli lattiaspektri (Kuva 4.10). Menetelmä on työläs, sillä analyysissä tarvitaan spektriin sovitettua aikahistoriaa. Lattiaspektrin määrittämiseen on kehitetty yksinkertaistettuja menetelmiä. Kaavassa (48) on esitetty lähteiden [25] ja [27] mukainen menetelmä, joka ei ota huomioon vasteen muokkauskertoimia ja tuottaa varmalla puolella olevia tuloksia (Kuva 4.11). Tähän menetelmään täydennyksenä lähteessä [26] on esitetty vasteenmuokkaustekijän huomioon ottava menetelmä.



Kuva 4.10. Vastespektri ja lattiaspektri

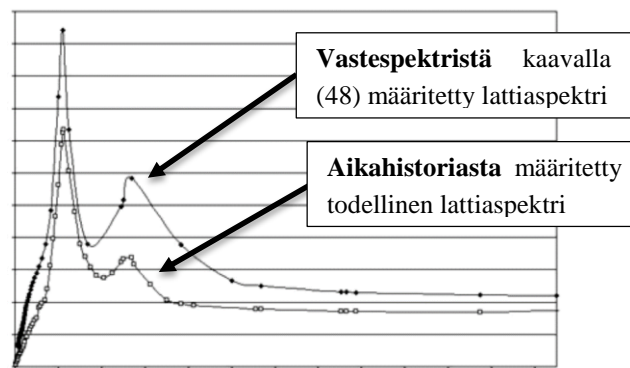
$$S_{a,S}(\omega_S, \zeta_S) = \sqrt{\sum_i^n (\Gamma_i \phi_i a_{3,i})^2} \quad (48)$$

$$a_{1,i} = \frac{\omega_S}{\omega_i}$$

$$a_{2,i} = \sqrt{[1 - a_{1,i}^2]^2 + 4(\zeta_S + \zeta_i)^2 a_{1,i}^2}$$

$$a_{3,i} = a_{2,i}^{-1} \sqrt{[a_{1,i}^2 S_a(\omega_i, \zeta_i)]^2 + [S_a(\omega_S, \zeta_S)]^2}$$

S_a	Kiihtyvyysspektri
ζ_i	Rakenteen ominaismuodon i suhteellinen vaimennus
ω_i	Rakenteen ominaismuodon i kulmataajuus
Γ_i	Rakenteen ominaismuodon i osallistumiskerroin
ϕ_i	Rakenteen normeerattu ominaismuoto i tarkastelukohdassa

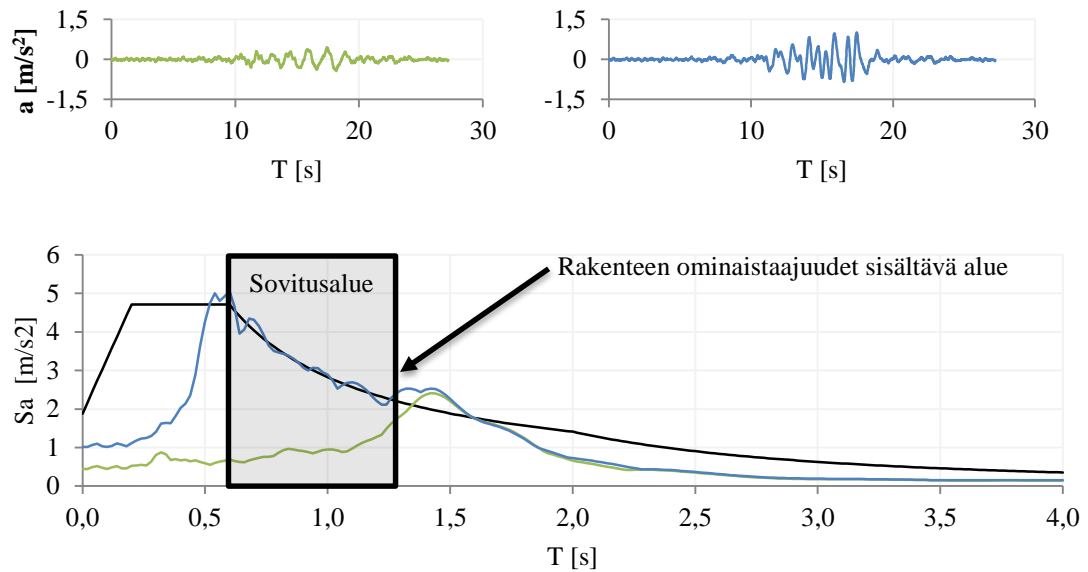


Kuva 4.11. Kimmoisen rakenteen lattiaspektrien vertailu [25]

4.4 Yhteensopiva aikahistoria

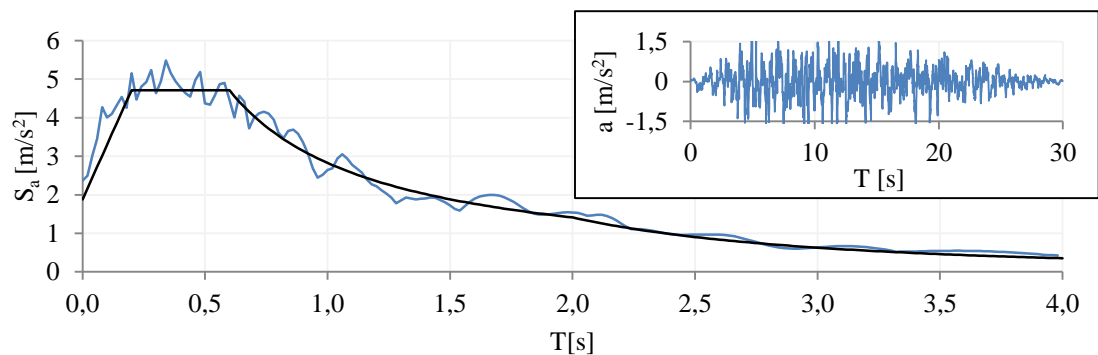
Tallennetut aikahistoriat mahdollistavat rakenteen vasteen analysoinnin vain kyseisessä maanjäristyksessä. Usein on tarve määrittää halutun riskitason maanjäristyksen vaikutukset rakenteelle. Tämä riskitaso määritellään usein standardeissa kiihtyvyysspektrin muodossa. Kun aikahistorian kiihtyvyysspektri ei vastaa riittävän hyvin tavoiteltua kiihtyvyysspektriä, tulee aikahistoriaa muuntaa vastaamaan haluttua riskitasoa. Tätä aikahistorian muuttamista kutsutaan sovittamiseksi. Sovittamisen lisäksi voidaan luoda keinotekoisia yhteensopivia aikahistorioita.

Aikahistorian sovittaminen on aikahistorian ominaistajuuksien muokkausta, jolloin aikahistorian taajuussisältö saadaan vastaamaan tavoiteltua vastespektriä (Kuva 4.12). Sovittaminen tehdään yleensä rakenteen merkityksellisten ominaistajuuksien alueella. Sovitusmenetelmiä on useita, joista Wavelet-menetelmä on esitetty lähteessä [14].



Kuva 4.12. Sovittamaton ja sovitettu aikahistoria SeismoMatch-ohjelmalla

Aikahistorian sovittaminen tarvitsee todellisen aikahistorian. Jos todellisia aikahistorioita ei ole saatavilla, voidaan luoda keinotekoinen aikahistoria. Aikahistoria luodaan vastespektriin yhteensopivana (Kuva 4.13).



Kuva 4.13. Keinotekoinen aikahistoria SeismoArtif-ohjelmalla

Keinotekoinen aikahistoria saa rakenteessa yleensä aikaan enemmän kuormitusyklejä kuin todellinen tai sovitettu aikahistoria. Tämän lisäksi rakenteen epälineaarisen alueen siirtymät voivat jäädä pienemmiksi keinotekoisilla maanjäristyksillä kuin todellisissa vastaavan suuruksissa maanjäristyksissä. [6]

5 LASKENTAMENETELMÄT

Seismiseen mitoitukseen on käytössä useita eri menetelmiä. Valittavan menetelmän soveltuvuuteen vaikuttavat useat tekijät. Jokaisella menetelmällä on omat vahvuudet ja heikkoudet. Yleensä menetelmät jaetaan staattisiin ja dynaamisiin sekä geometrian että materiaalin mukaan lineaarisiin ja epälineaarisiin analyysihin. Taulukossa (Taulukko 4) on esitetty eri analyysimenetelmät jaoteltuina.

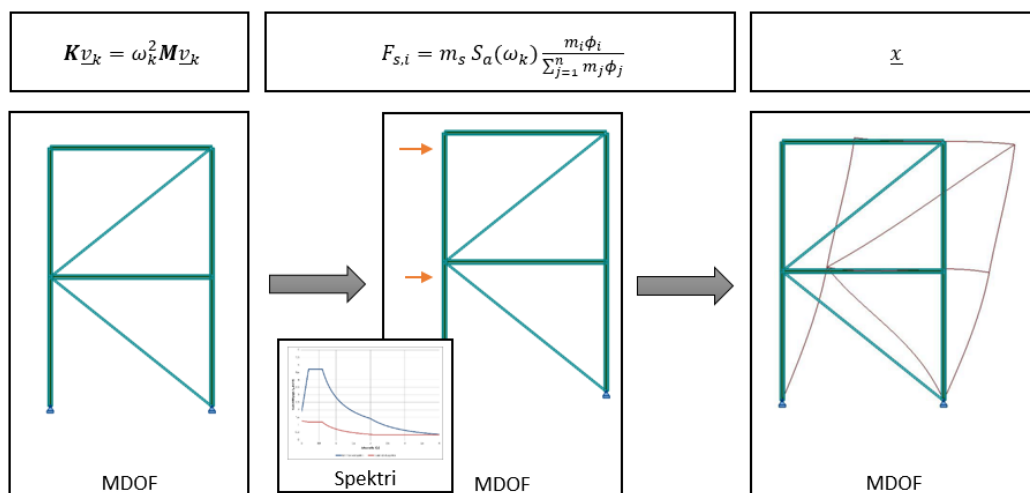
Taulukko 4. Analyysimenetelmien lajittelu

Analyysi	Staattinen	Dynaaminen	Lineaarinen	Epälineaarinen
Korvausvoima	x		x	
Vastespektri		x	x	
PushOver	x			x
Aikahistoria		x	x	x

Monimuotoisissa rakenteissa, kuten voimalaitoksien rungot, lineaarinen analyysi ei pysty antamaan todellista voimajakaumaa rakenteelle, jonka oletetaan kokevan plastisia muodonmuutoksia maanjäristyksen aikana. Tällaisissa rakenteissa muodonmuutokset aiheuttavat voimien uudelleen jakaantumista, jota lineaariset analyysit eivät pysty kuvaamaan. Jos rakenne pysyy kimmoisena koko maanjäristyksen ajan, antavat lineaariset menetelmät luotettavia arvoja.

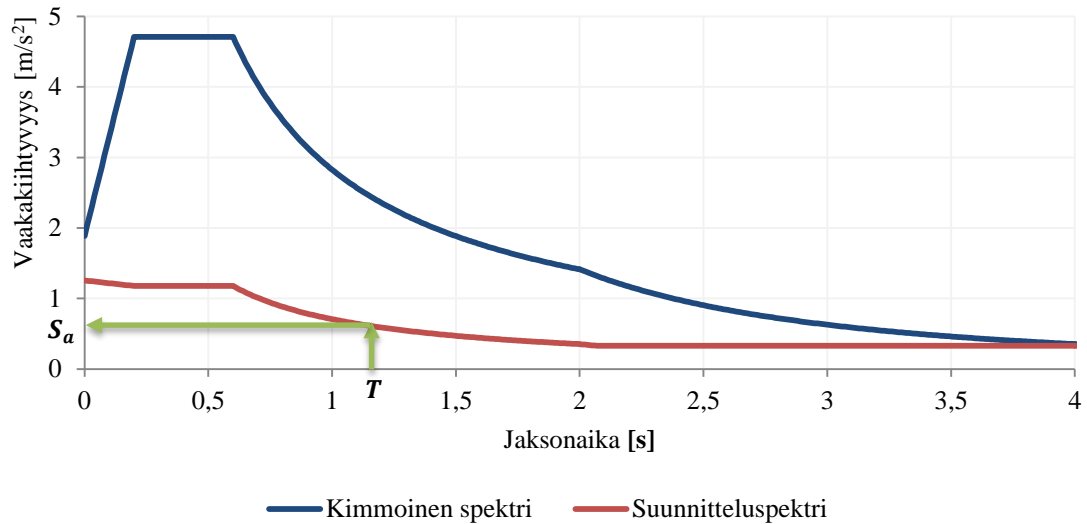
5.1 Korvausvoimamenetelmä

Korvausvoimamenetelmässä (lateral force analysis, LFA) maanjäristys yksinkertaistetaan staattiseksi analyysiksi, jolla pyritään aikaansaamaan todellinen siirtymätila (Kuva 5.1). Menetelmä on yksinkertaistettu versio vastespektrimenetelmästä.



Kuva 5.1. Korvausvoimamenetelmän eteneminen

Analyysissa tarvitaan rakenteen dominoiva ominaisvärähdysaika T . Tämä voidaan laskea FE-mallista ominaisvärähdysanalyysillä (modal analysis) tai määrittää kokemuksesta. Vaihtoehtona raskaalle analyysille paikalliset suunnitteluohjeet tarjoavat yksinkertaistettuja kokeellisia kaavoja, jolla tätä aikaa voidaan arvioida. Ominaisvärähdysajan mukaan kohteen suunnitteluspektristä saadaan luettua rakenteeseen kohdistuva kiihtyvyys S_a (Kuva 5.2).



Kuva 5.2. Jaksonaikaa T vastaavan kiihtyvyyden S_a lukeminen suunnitteluspektristä

Suunnitteluspektrin kiihtyvyyden ja seismisen massan avulla saadaan laskettua menetelmän mukainen leikkaus perustuksilla V kaavan (49) mukaisesti. Leikkaus perustuksilla kuvaa maanjäristyksen aikaansaamaa kokonaisleikkausvoimaa, joka välittyy perustuksille.

$$V = m_s S_a(\omega_k) \quad (49)$$

Staattiseen analyysiin tulee voima V jakaa rakenteen koko korkeudelle. Tarkka menetelmä olisi jakaa voima ominaisvärähdysmuodon mukaan painotettuna yksittäisille massapisteille. Tällä menetelmällä rakenteeseen saadaan korvaavat staattiset voimat F_s kaavan (50) mukaisesti.

$$F_{s,i} = V \frac{m_i \phi_i}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_j} \quad (50)$$

m_i solmussa i vaikuttava seisminen massa

ϕ_i solmussa i ominaisvärähdysmuodon siirtymä

Jos kaavaa (50) sovelletaan rakenteeseen, jolla päämuoto muistuttaa

leikkausmuodonmuutosta, jossa siirtymät kasvavat lineaarisesti korkeuden suhteen, saadaan kaavan (51) mukainen yksinkertaisempi esitys. Näillä staattisilla voimilla suoritettu analyysi voidaan yhdistellä standardin mukaisesti ja suorittaa rakenteen mitoitus.

$$F_{s,i} = V \frac{m_i h_i}{\sum_{j=1}^n m_j h_j} \quad (51)$$

h_i solmun Z-koordinaatti

Useilla rakennuksilla massa ja jäykkyys eivät ole tasaisesti jakautuneet, mikä aiheuttaa korvausvoima-analyysin suurimman heikkouden. Kokemuksen mukaan menetelmä antaa liian suuria voimia rakenteille, jossa ei esiinny merkittävää vääntöä ominaisvärähdysmuodoissa. Toisaalta rakenteille, joilla vääntökeskiö ja massakeskiö eivät yhdy, aiheutuu vääntöä ominaisvärähdysmuotoihin, mikä voi johtaa korvausvoima-analyysin antamaan liian pieniä voimia.

Koska menetelmä on lineaarinen ja riippuen käytettävästä standardista ei ominaisvärähdysanalyysiä aina tarvita, korvausvoima-analyysi on laskennallisesti hyvin yksinkertainen käyttää.

5.2 Vastespektrimenetelmä

Vastespektrimenetelmän (RSA, Response spectrum analysis) laskenta perustuu rakenteen ominaismuotoihin (Kuva 5.3). Rakenne muunnetaan pääkoordinaatistoon, jossa jokaiselle muodolle määritetään siirtymätila suunnitteluspektrin avulla. Normaalimuotomenetelmästä poiketen rakenteelle ei määritetä herätteeseen perustuvaa siirtymää pääkoordinaatistossa, sillä siirtymä perustuu käytettyyn suunnitteluspektriin.

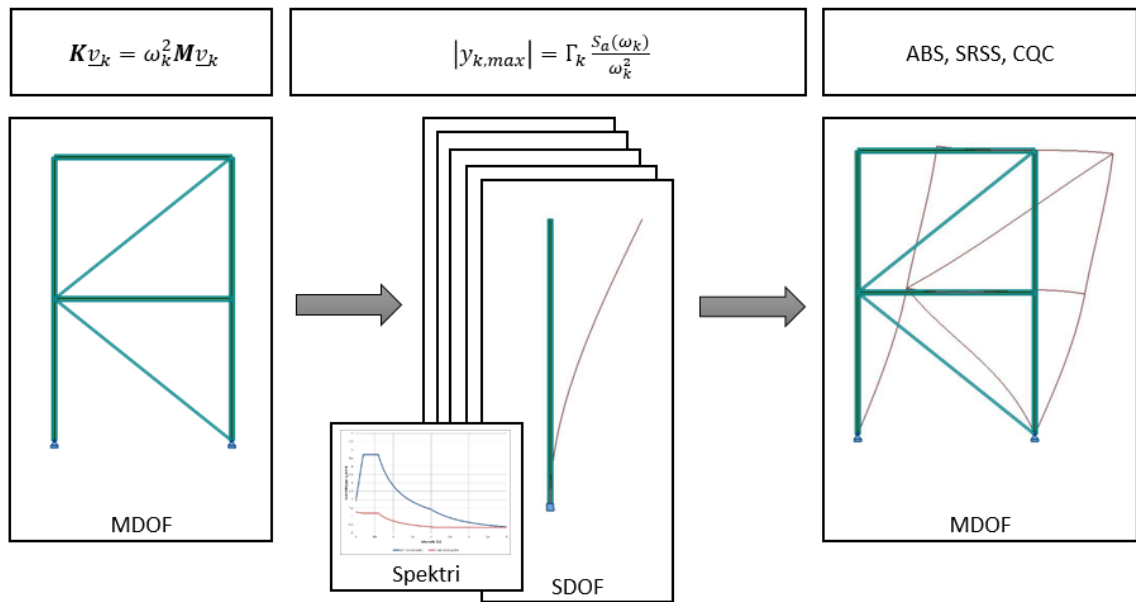
Muodon k maksimi siirtymä $y_{k,\max}$ pääkoordinaatistossa saadaan kaavasta

$$|x_{k,\max}| = \Gamma_k S_d(\omega_k) = \frac{\Gamma_k S_v(\omega_k)}{\omega_k} = \Gamma_k \frac{S_a(\omega_k)}{\omega_k^2} \quad (52)$$

S_d Suunnitteluspektrin siirtymä
 S_v Suunnitteluspektrin nopeus
 S_a Suunnitteluspektrin kiihtyvyys

Tämä tulos voidaan viedä FE-mallin koordinaatistoon kaavan (53) avulla.

$$\underline{u}_{k,\max} = \underline{\phi}_k |x_{k,\max}| = \underline{\phi}_k \Gamma_k S_d(\omega_k) = \underline{\phi}_k \Gamma_k \frac{S_a(\omega_k)}{\omega_k^2} \quad (53)$$



Kuva 5.3. Vastespektrimenetelmän eteneminen

Siirtymätilan aiheuttava pseudo-voima voidaan määrittää kaavalla (54).

$$\underline{F}_k = \underline{M} \underline{\phi}_k \Gamma_k S_a(\omega_k) \quad (54)$$

Vastespektrimenetelmä ei vaadi erillistä staattista ratkaisua, vaan menetelmä antaa suoraan tulokseksi siirtymiä, joista halutut vaikutukset pitää laskea muodoittain. Jotta menetelmästä saadaan mitoituksessa hyödynnettävät rasitukset ja siirtymät, tulee muotojen vaikutukset vielä yhdistää. Koska suunnitteluspektri hävittää tiedon vasteen vaiheesta, tulee yhdistäminen tehdä tilastollisin menetelmin.

ABS-menetelmässä (absolut value) eri muotojen vaikutukset summataan itseisarvoina suoraan yhteen kaavan (55) mukaisesti. ABS-menetelmä antaa tilastollisesti liian suuria tuloksia, sillä on epätodennäköistä, että kaikkien muotojen suurin siirtymä ilmenisi samaan aikaan.

$$E_i = \sum |E_{i,k}| \quad (55)$$

SRSS-menetelmässä (square root of sum of squares) vaikutusten neliöt summataan yhteen ja lasketaan neliöjuuri kaavan (56) mukaisesti. SRSS-menetelmää sovelletaan, kun ominaisvärähdysmuodot ovat kaukana toisistaan.

$$E_i = \sqrt{\sum E_{i,k}^2} \quad (56)$$

CQC-menetelmä (complete quadratic combination) perustuu tilastolliseen analyysiin kaavan (57) mukaisesti. CQC-menetelmää käytetään laajalti tulosten yhdistämisessä.

$$E_i = \sqrt{\sum \sum E_i \rho_{ij} E_j} \quad (57)$$

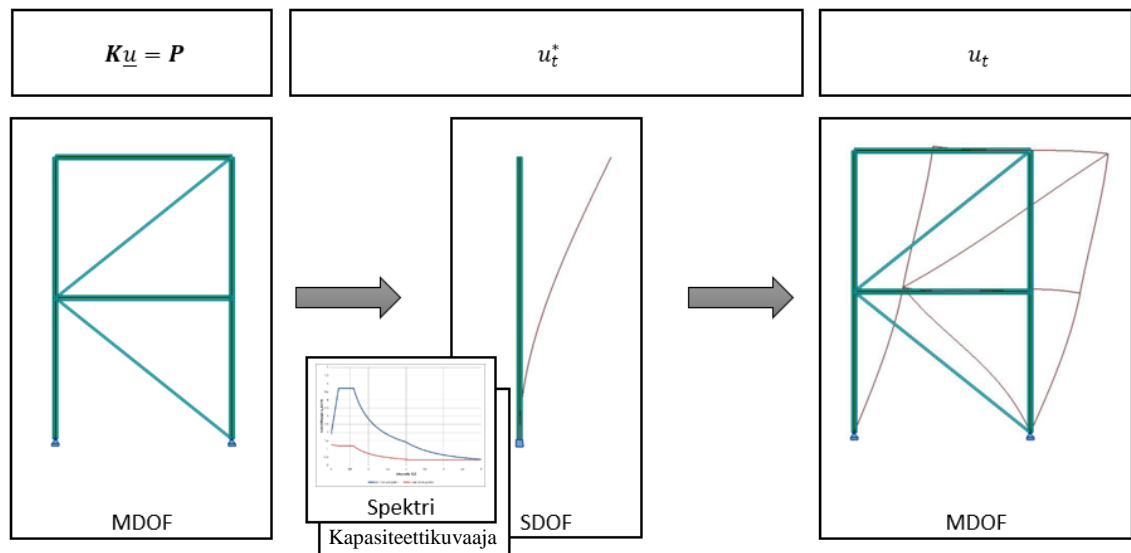
$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+r_{ij})r_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1-r_{ij}^2)^2 + 4\zeta^2 r_{ij}(1+r_{ij}^2)}$$

$$r_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

r_{ij} Kulmataajuuksien suhde
 ρ_{ij} Vaikutuksien yhdistelykerroin

5.3 PushOver –menetelmä

PushOver-menetelmässä (pushover analysis, PA) muodostetaan MDOF-mallista ekvivalentti SDOF-malli (Kuva 5.4). Kevyemmällä SDOF-mallilla ratkaistaan maanjäristyksen aikaansaama siirtymä, joka muunnetaan MDOF-malliin maanjäristyksen vaikutuksia kuvaavaksi siirtymätilaksi.



Kuva 5.4. PushOver -menetelmä

Menetelmä on kehitetty kuvaamaan rakenteen epälineaarista käyttäytymistä maanjäristyksessä. Menetelmällä on kaksi tavoitetta:

- johtaa riittävän hyvään arvioon rakenteen sitkeydestä ja tarvittavasta sitkeydestä
- riittävän yksinkertainen käyttää ottaen huomioon lähtötietojen epävarmuuden

Lineaariset menetelmät eivät toteuta ensimmäistä kohtaa ja täydellinen epälineaarinen aikahistoria-analyysi ei täytä jälkimmäistä kohtaa. [10]

Rakenteeseen mallinnetaan jokin sopiva maanjäristystä kuvaava vaakakuormajakauma. Kun kuormitusta kasvatetaan tasaisesti, saadaan rakenteelle ominainen voima-siirtymä-yhteys. Rakenteesta valitaan yksi solmu, jonka siirtymää seurataan. Kun tämän ohjasolmun siirtymä piirretään samaan kuvaajaan perustuksilla vaikuttavan leikkausvoiman kanssa, saadaan rakenteen kapasiteettikuvaaja (Kuva 5.5).

Kapasiteettikuvaajan perusteella menetelmästä riippuen rakenteelle määritetään ekvivalentti SDOF-malli. Yksinkertaistetulle rakenteelle määritetään maanjäristyksestä aiheutuva suurin siirtymä. Tämä siirtymä muunnetaan takaisin todelliselle rakenteelle soveltuvaksi tavoitesiirtymäksi. Tavoitesiirtymä määrittelee rakenteen seurantasolmun siirtymän, jolla maanjäristystä vastaava siirtymätila saavutetaan.

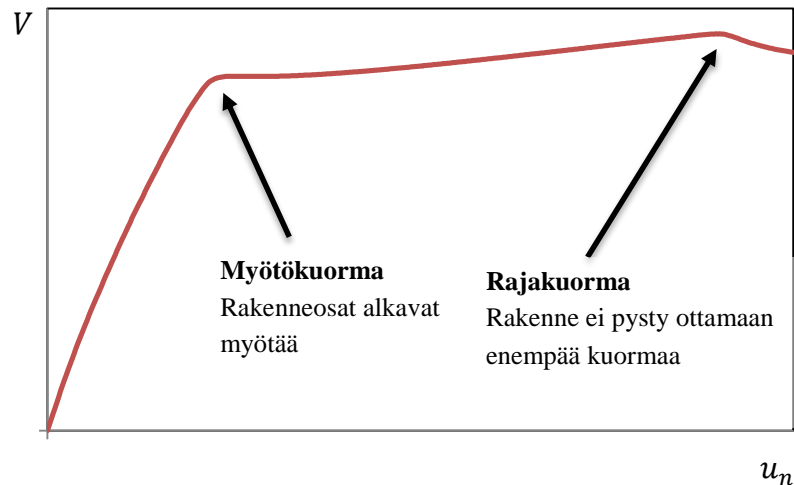
Maanjäristys aiheuttaa rakenteeseen siirtymätilan. Tämä siirtymätila voidaan saada aikaiseksi kuormittamalla rakennetta massapisteisiin kohdistuvilla vaakavoimilla. Koska näitä voimia ei voi määrittää yksiselitteisesti, jos ei tunneta siirtymätilaa, käytetään menetelmästä riippuen yhtä tai useampaa voimajakaumaa. Menetelmässä rakenne yksinkertaistetaan yhden vapausasteen rakenteeksi, mikä tuo menetelmään rajoitteita.

5.3.1 N2-menetelmä

N2-menetelmä on saanut nimensä kahdesta erillisestä FE-mallista ja kolmesta epälineaarisesta analyysistä. Menetelmä soveltuu tason ja korkeuden suhteen säännöllisille rakenteille. [10]

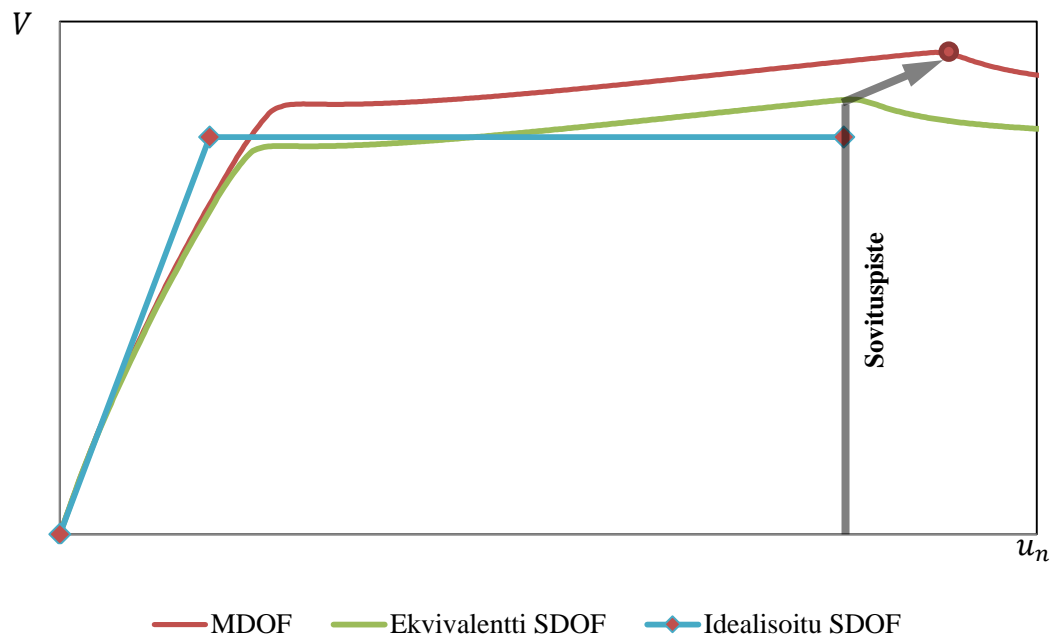
Esitetty laskentamenetelmä perustuu lähteen [8] liitteeseen B. Analyysi suoritetaan kaikkiin pääsuuntiin (X+, X-, Y+, Y-) erikseen. Lisäksi analyysi tulee suorittaa sekä vakio että korkeuden suhteen kasvavalla kiihtyvyydellä. Tämän myötä erillisiä analyyysejä tulee kahdeksan per rakenne.

FE-mallista tulee määrittää tarkkailusolmu, jossa tulokset lasketaan. Solmun tulee olla rakennuksen huipulla massakeskiössä, mutta sitä ei saa valita mahdollisesta katolla sijaitsevasta lisärakennuksesta, kuten IV-huoneesta. Rakenteen kaikkia massapisteitä kuormitetaan seuraten tarkkailusolmun siirtymiä sekä tarkasteltavan suunnan leikkausta perustuksilla. Alkuvaiheessa analyysiä kannattaa jatkaa rakenteen rajakuormaan asti (Kuva 5.5).



Kuva 5.5. Rakenteen kapasiteettikuvaaja

Rakenteen kapasiteettikuvaajalta valitaan yksi sovituspiste (esimerkiksi alussa rajakuorma, Kuva 5.6), jossa laskenta suoritetaan. Sovituspistettä voi päivittää myöhemmin iteroiden, joka on menetelmässä vapaaehtoista. Iteroinnissa uutta tavoitesiiirtymää käytetään uutena sovituspisteenä, kunnes tuloksena saatu tavoitesiiirtymä on sama kuin sovituspiste.



Kuva 5.6. Alustava sovituspiste esimerkiksi rajakuorman kohdalla

Siirtymien $\underline{\Phi}$ avulla määritetään ekvivalentin SDOF-mallin massa m^* kaavan (58) mukaisesti.

$$m^* = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\Phi_d} \quad (58)$$

- m^* Ekvivalentin SDOF-mallin massa
 m_i Laskentasuunnan solmussa i oleva massa
 Φ_i Laskentasuunnan siirtymä solmussa i
 Φ_d Laskentasuunnan siirtymä tarkkailusolmussa

Ekvivalentin SDOF-mallin massan avulla määritetään muunnoskerroin Γ_{po} kaavan (59) mukaisesti, mitä sovelletaan perustusleikkauksille ja siirtymille SDOF-muunnokseen kaavojen (60) ja (61) mukaisesti. Näin saadaan MDOF-mallin kapasiteettikuvaaja muunnettua ekvivalentin SDOF-mallin kapasiteettikuvaajaksi (Kuva 5.6).

$$\Gamma_{po} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (59)$$

Γ_{po} MDOF-muunnoskerroin

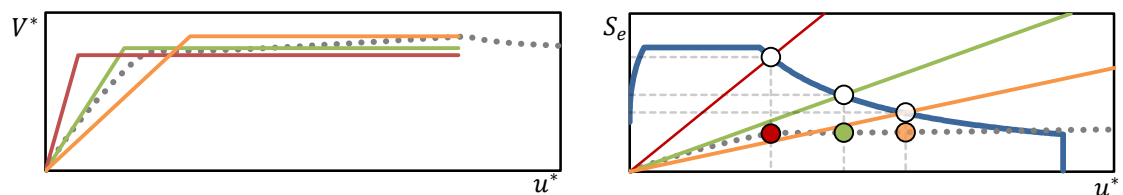
$$V^* = \frac{V}{\Gamma_{po}} \quad (60)$$

- V Perustusleikkaus
 V^* Ekvivalentin SDOF-mallin perustusleikkaus

$$u^* = \frac{u_n}{\Gamma_{po}} \quad (61)$$

- u_n Tarkkailusolmun siirtymä
 u^* Ekvivalentin SDOF-mallin siirtymä

Ekvivalentti SDOF-malli tulee muuntaa idealisoiduksi bi-lineaariseksi SDOF-malliksi sovittamalla mallien muodonmuutosenergiat. Sovitusta varten tulee idealisoidulle SDOF-mallille valita sopiva myötövoima V_y^* . Virheellisellä myötövoimalla voi olla suuri vaikutus tavoitesiiirtymään, mutta vähäisempi vaikutus perustusleikkaukseen (Kuva 5.7).

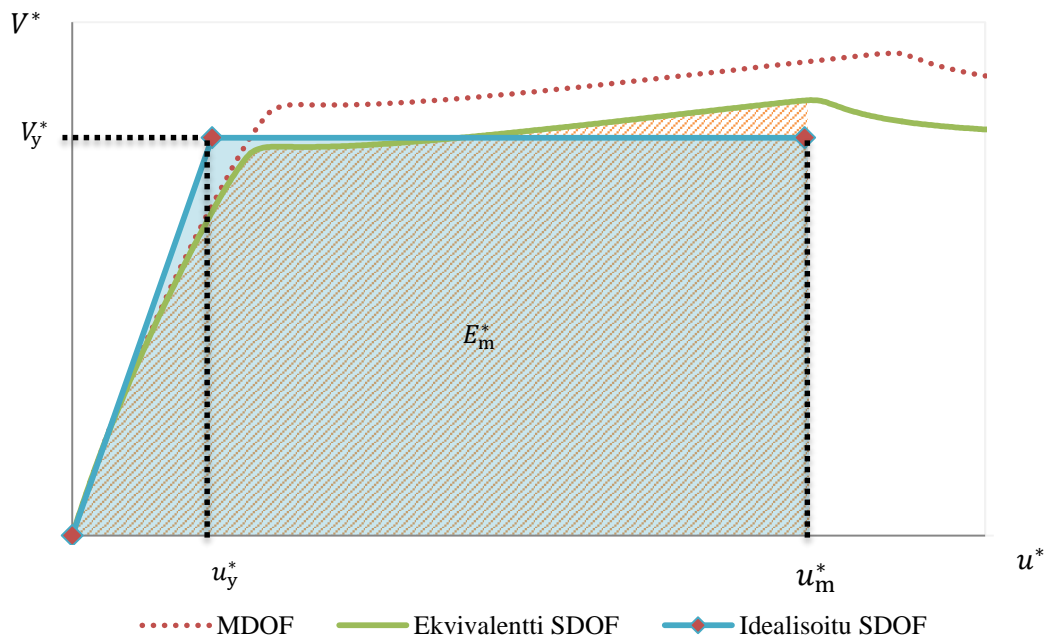


Kuva 5.7. Liian pieni (punainen), hyvä (vihreä) ja liian suuri (punainen) myötövoiman sovitus

Kun myötövoima on sovitettu, saadaan myötösiirtymä u_y^* laskettua sovittamalla mallien muodonmuutosenergiat kaavan (62) mukaisesti (Kuva 5.8).

$$u_y^* = 2 \left[u_m^* - \frac{E_m^*}{V_y^*} \right] \quad (62)$$

- E_m^* Ekvivalentin SDOF-mallin sitoma muodonmuutosenergia
 V_y^* Idealisoidun SDOF-mallin myötövoima
 u_y^* Idealisoidun SDOF-mallin myötösiirtymä
 u_m^* Idealisoidun SDOF-mallin murtosiirtymä



Kuva 5.8. Muodonmuutosenergian sovitus

Myötösiirtymän avulla saadaan kaavalla (63) määritetty idealisoidulle SDOF-mallille ominaisvärähdysaika T^* , jolla saadaan määritettyä kimmoisena säilyvän vastaavan värähtelijän siirtymä (64).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* u_y^*}{V^*}} \quad (63)$$

- T^* Ekvivalentin SDOF-mallin ominaisvärähdysaika

$$u_{et}^* = S_{e,d}(T^*) = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (64)$$

$S_{e,d}$	Kimmoisen siirtymäspektrin arvo
S_e	Kimmoisen kiihtyvyysspektrin arvo
u_{et}^*	Kimmoisen idealisoidun SDOF-mallin siirtymä

Kimmoisen ja idealisoidun SDOF-mallin rakenteen voimien suhde q_u saadaan kaavan (65) avulla. SDOF-mallin tavoitesiertymä määritetään kaavalla (66). Saatua tavoitesiertymä tulee muuntaa MDOF-mallille sopivaksi kaavalla (67). Asettamalla tämä tavoitesiertymä MDOF-mallin tarkkailusolmun siirtymäksi saadaan rakenteeseen mitoituksessa käytettävä voimajakauma ja siirtymätila.

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{V_y^*} \quad (65)$$

q_u	Kimmoisen ja ideaaliplastisen rakenteen voimien suhde
-------	---

$$u_t^* = \begin{cases} u_{et}^* & \text{kun } T^* < T_C \text{ ja } q_u > 1 \\ \frac{u_{et}^*}{q_u} \left[1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] & \text{muulloin} \end{cases} \quad (66)$$

$$1 \leq \frac{u_t^*}{u_{et}^*} \leq 3$$

u_t^*	Ekvivalentin SDOF-mallin tavoitesiertymä
T_C	Spektrin ohjausaika, jossa vakiokiihtyvyys muuttuu vakio nopeudeksi

$$u_t = \Gamma_{po} * u_t^* \quad (67)$$

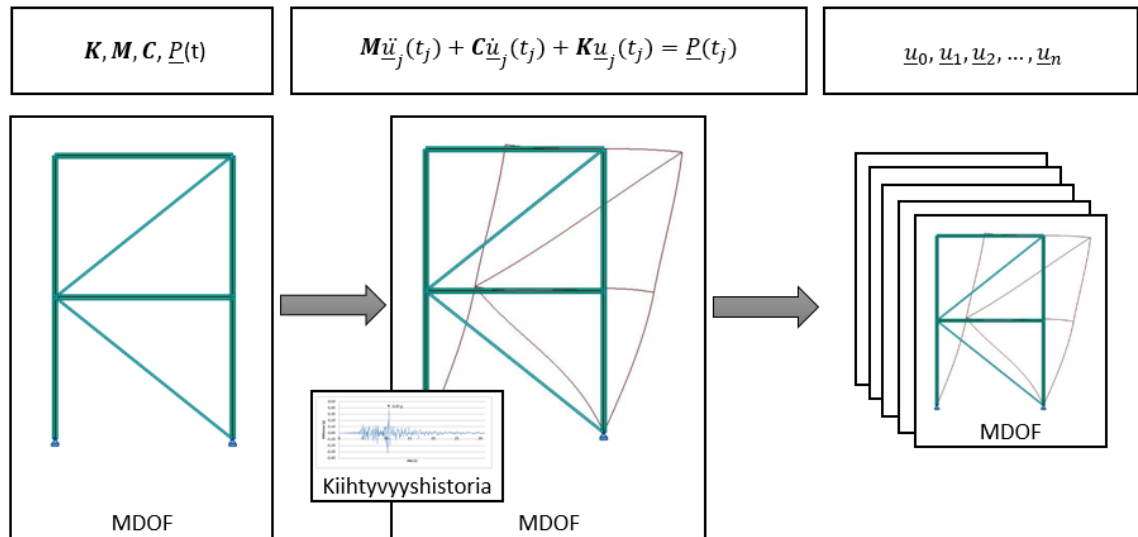
u_t	MDOF-mallin tavoitesiertymä PushOver-analyysiin
-------	---

Menetelmä voidaan tiivistää seuraaviin vaiheisiin:

1. Päätetään rakenteen tarkastelusuunnat
 - a. Määritä kapasiteettikuvaaja
 - b. Laske ekvivalentti ja idealisoitu SDOF-malli
 - c. Määritä tavoitesiertymä
 - d. Mitoita rakenne a-askeleen tuloksilla tavoitesiertymällä
2. Toistetaan vaiheet a-d jokaiselle tarkastelusuunnalle

5.4 Aikahistoriamenetelmä

Kun rakenteelle halutaan suorittaa mielivaltaiseen aikahistoriaan perustuva analyysi, ainoa vaihtoehto analysoida rakenne on aikahistoriamenetelmällä (time history analysis, THA), jossa rakenteen vastetta lasketaan askel kerrallaan. Tuloksena saadaan joukko vasteita (siirtymät, rasitukset, jännityksen, jne.) eri aika-askelilla. Yksinkertaisuudessaan menetelmä on esitetty kuvassa (Kuva 5.9).

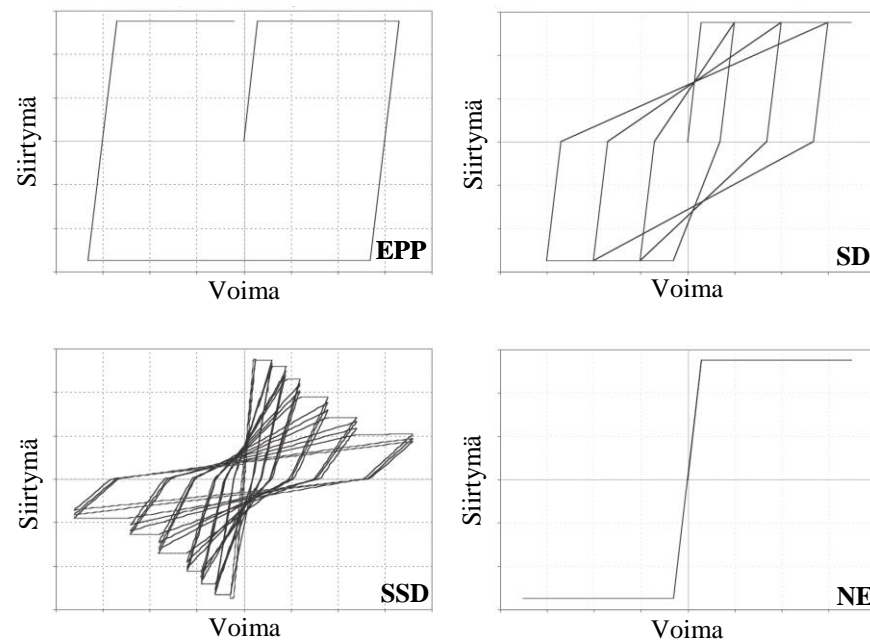


Kuva 5.9. Aikahistoriamenetelmä

Aika-askeleiden tuloksien määrittämiseen on useita menetelmiä, joista luvussa 3.2.2 esitetty keskeisdifferenssimenetelmä soveltuu lineaarisen mallin ratkaisuun ja Newmarkin menetelmä soveltuu lisäksi epälineaariseen mallille.

Epälineaarilla mallilla on mahdollista kuvata rakenneosien plastisoitumista. Poiketen PushOver-menetelmästä aikahistoriamenetelmässä rakenteelle aiheutuu syklisiä kuormituksia, jolloin rakennemallin tulee pystyä kuvaamaan rakenteen todellinen toiminta materiaalin vuorottellessa vedettynä ja puristettuna.

Syklisen kuormituksen huomioon ottamiseen on kehitetty useita eri malleja (Kuva 5.10). EPP-malli kuvaa teräsrakenteita, joilla ei ole stabiilisuus- tai liitosongelmia. SD-malli kuvaa sitkeäksi suunniteltuja betonirakenteita. SSD-malli kuvaa huonosti detaljoituja ja hauraita betonirakenteita. NE-malli kuvaa jäykkänä kappaleena siirtyviä ja kiertyviä rakenteita. [15]



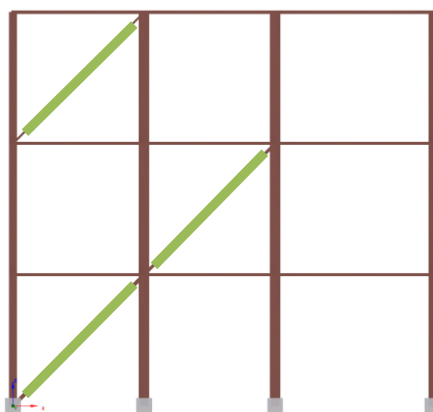
Kuva 5.10. Rakenteen yleisimmät syklisen kuormituksen mallit (*EPP* = elastoplastic perfectly plastic, *SD* = stiffness degrading, *SSD*=strength and stiffness degrading, *NE*=nonlinear elastic) [15]

Aikahistoriamenetelmästä saadaan joukko tuloksia, joista pitää muodostaa lopulliset mitoituksessa käytettävät arvot. Lisäksi rakennemallin tulee olla tarkempi kuin muissa menetelmissä. Itse analyysissä on lukuisia parametreja, jotka määräävät menetelmän vaimennuksen ja laskennan suppenemisen. Huonosti valituilla parametreilla saadaan tuloksia, joista on haastava todeta tuloksen laatua ilman vertailua muiden menetelmien tuloksiin. Näiden myötä menetelmä soveltuu erikoiskohteisiin ja erillisiin tarkastuksiin.

6 EN 1998-1-1:2004 VAATIMUKSET

EN 1998-1-1 on eurooppalainen maanjäristysmitoituksen vaatimukseen keskittynyt suunnittelustandardi. Standardi ottaa kantaa vain rakennusten ja rakennusten kaltaisten rakenteiden suunnitteluun. Muun muassa sillat, piiput ja siilot jäävät standardin ulkopuolelle. Standardin vaatimukset pyrkivät takaamaan rakenteelle riittävän kestävyys maanjäristyksen aiheuttamia maan liikkeitä vastaan. Standardi mahdollistaa lisämääreiden ja valintojen asettamisen kansallisesti. Standardia soveltavat maat julkaisevat nämä maan kansallisissa liitteissä.

Standardi käyttää lähtökohtana kapasiteettisuunnittelua, jolla varmistetaan rakenteen jäykistysjärjestelmälle haluttu toiminta. Kapasiteettisuunnittelussa rakenteen jäykistysjärjestelmässä on uhrautuvia osia, jotka sitovat energiaa muodonmuutoskyvyllään ja varmistavat muiden osien kimmoisen toiminnan[12]. Uhrautuvat osat varmistavat rakennukselle halutun myötömekanismin, sillä ne eivät pysty välittämään suunniteltua suurempaa voimaa kimmoisena säilyville osille. Hyvä esimerkki (Kuva 6.1) uhrautuvista osista on keskeisen sidejärjestelmän siteet, joiden tulee myötää ennen pilareita, jotta rakenteen toiminta on sitkeä. Standardi asettaa useita määräyksiä rakenneosien mitoitukseen ja detaljointiin, jotta myötömekanismin syntyminen olisi mahdollista.



Kuva 6.1. Keskeisen sidejärjestelmän uhrautuvat (vihreät) ja kimmoiset (ruskeat) osat

6.1 Perusvaatimukset

Standardi esittää kaksi eri vaatimusta rakenteille. Rakenne ei saa sortua (no-collapse requirement, NCR) ja rakenne ei saa vaurioitua (damage limitation requirement, DLR). Näille vaatimuksille tulee tehdä erilliset tarkastelunsa.

Standardi esittää vaatimukset analyyseissä tarvittavien lähtötietojen muodostamiselle. Standardeissa käsitellään lähtötietoja riippuvaisina aikajaksoon T_R , jolla kyseinen mitoitus maanjäristys toteutuu todennäköisyydellä P_R (Taulukko 5).

Taulukko 5. Standardin NRC- ja DLC-vaatimuksen tilastolliset suureet

	Aikajakson pituus T_R	Esiintymistodennäköisyys P_R
NCR	475 a	10 %
DLR	95 a	10 %

Tärkeystekijä γ_I ottaa huomioon aikajakson (475 a) pituuden muutoksen tai esiintymistodennäköisyyden (10 %) muutoksen. Tärkeystekijän suuruutta voidaan arvioida kaavojen (68) ja (69) avulla.

$$\gamma_I = \sqrt[k]{\frac{T_L}{T_{LR}}} \quad (68)$$

- γ_I Tärkeystekijä (Importance factor, Taulukko 6)
 k Seismisyydestä riippuva tekijä (suositusarvo 3)
 T_L Referenssiaikajakson pituus (suositusarvo 475 a)
 T_{LR} Tavoiteaikajakson pituus

$$\gamma_I = \sqrt[k]{\frac{P_{LR}}{P_L}} \quad (69)$$

- P_L Referenssitodennäköisyys (suositusarvo 10 %)
 P_{LR} Tavoitetodennäköisyys

Käyttäytymistekijä q ottaa huomioon rakenteen epälineaarisen ja energiaa sitovan käyttäytymisen. Kimmoista mitoitusta tehdessä kerroin on $\leq 1,5$, mikä ottaa huomioon käytetyn materiaalin ylilujuuden. Yleensä rakenteelle hyväksytään pysyviä muodonmuutoksia, jolloin rakenteen hystereesiä käyttäytymistä käytetään hyödyksi. Hystereesi käyttäytyminen mahdollistaa suurempien käyttäytymistekijöiden arvon käytön. Rakenteessa saa olla eri jäykistysjärjestelmiä eri suuntiin, jolloin käyttäytymistekijä q on riippuvainen analysoitavasta suunnasta.

Yksi tärkeimmistä kansallisista valinnoista on referenssi PGA arvot, joita tarvitaan suunnittelu PGA-arvon määrittämisessä kaavassa (70).

$$a_g = \gamma_1 a_{gR} \quad (70)$$

a_{gR} Referenssi PGA (esitetään kansallisissa liitteissä)

a_g Suunnittelu PGA (NCR)

$$a_{g,DCR} = v a_g \quad (71)$$

$a_{g,DCR}$ Suunnittelu PGA (DCR)

v NCR- ja DCR-vaatimusten suhde (Taulukko 6)

Taulukko 6. Rakennuksen tärkeysluokat ja kaavalla (68) määritetyt referenssi ajanjakson pituudet

Tärkeysluokka	Kuvaus	γ_1	v	NCR T_L	DLR T_L
I	Julkisen turvallisuuden kannalta vähäiset rakennukset, kuten maatalousrakennukset	0,8	0,5	$\sim 243a$	$\sim 49a$
II	Tavalliset rakennukset, jotka eivät kuulu muihin luokkiin	1,0	0,5	$475a$	$95a$
III	Rakennukset, joiden on tärkeä kestää sortumatta, kuten koulut, juhlasalit ja kulttuurillisesti tärkeät rakennukset (kirjastot, museot, arkistot, jne)	1,2	0,4	$\sim 821a$	$\sim 164a$
IV	Kriittiset rakennukset, kuten sairaalat, paloasemat ja voimalaitokset	1,4	0,4	$\sim 1303a$	$\sim 261a$

Standardin mukaan hyvin matalan seismisyyden (Taulukko 7) tapauksessa standardin vaatimuksia ei tarvitse noudattaa.

Taulukko 7. Ohjeellinen seismisyyden luokittelu

Hyvin matala seismisyys	$a_g \leq 0,04g$ tai $a_g S \leq 0,05g$
Matala seismisyys	$a_g \leq 0,08g$ tai $a_g S \leq 0,1g$

6.2 Säännöllisyysvaatimukset

Standardi jakaa rakennukset tason ja pystysuunnan mukaan säännöllisiin ja epäsäännöllisiin rakennuksiin. Riippuen rakennuksen säännöllisyydestä asetetaan vaatimuksia käytettävälle mallille, analyysille ja käyttäytymiskertoimen soveltamiselle (Taulukko 8).

Taulukko 8. Säännöllisyyden vaikutus analyysiin

Säännöllisyys Tasossa	Säännöllisyys Pystysuunnassa	Malli	Analyysi	Käyttötymiskerroin
Kyllä	Kyllä	2D	Korvausvoima	Taulukkoarvo
Kyllä	Ei	2D	Vastespektri	0,8 x Taulukkoarvo
Ei	Kyllä	3D	Korvausvoima	Taulukkoarvo
Ei	Ei	3D	Vastespektri	0,8 x Taulukkoarvo

Ollakseen riittävän säännöllinen tasossa, tulee jokaisen tason jäykkyys- ja massajakauma olla symmetrinen pääsuuntien suhteen. Tason sisään jäävän suurimman mahdollisen konveksin monikulmion pinta-alan tulee olla vähintään 95 % koko tason pinta-alasta. Lisäksi konveksin monikulmion ulkopuolelle jäävät osat eivät saa vaikuttaa merkittävästi jäykkyyteen. Tasojen tulee olla jäykkiä suhteessa pystyjäykistysjärjestelmään, sillä tasojen muodonmuutokset eivät saa vaikuttaa merkittävästi pystyjäykistysjärjestelmän voimajakaumaan. Tason muodon tulee täyttää kaavan (72) ehto.

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4 \quad (72)$$

L_{\max} Tason suurempi sivun mitta

L_{\min} Tason pienempi sivun mitta

Lisäksi tason massakeskiön ja vääntökeskiön pitää olla riittävän lähellä toteuttaen kaavan (73) ehdot molempiin rakenteen pääsuuntiin. Ehdot katsotaan täyttyneeksi koko rakennukselle, jos rakennuksen ominaismuodot eivät ole kytkeytyneet ja vääntömuotojen jaksonajat ovat pienempiä kuin päämuotojen [12]. Tällä varmistetaan, että rakennuksen päämuotoihin ei sotkeudu vääntöä, jonka vaikutuksia on haastava arvioida. Rakennuksen tasojen pitää toteuttaa nämä kaikki ehdot, jotta niitä voidaan pitää riittävän säännöllisenä tasossa yksinkertaisempiin analyysimenetelmiin.

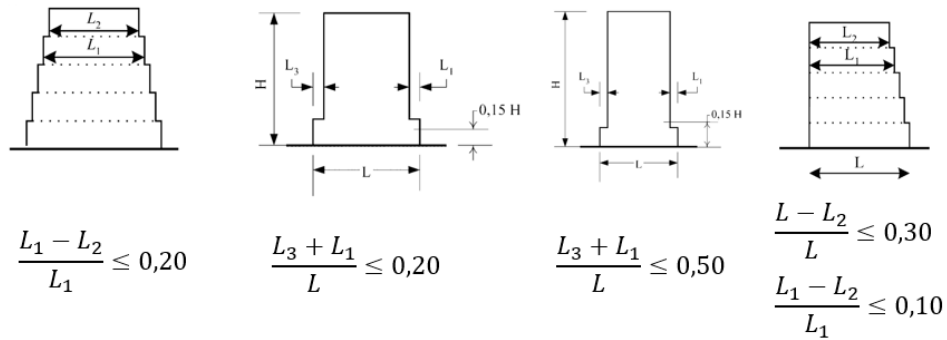
$$\begin{aligned} e_0 &\leq 0,3r \\ r &\geq l_s \end{aligned} \quad (73)$$

e_0 Tason massakeskiön ja jäykkyyskeskiön etäisyys

l_s Tason massan hitaussäde

r $\sqrt{\text{vääntöjäykkyys/vaakajäykkyys}}$ (torsional radius)

Pystysuunnassa säännölliseltä rakenteelta standardi vaatii, että jäykistysjärjestelmä kulkee yhtenäisenä alhaalta läpi rakennuksen tai yhtenäisen osan rakennusta. Rakennuksen massan ja jäykkyyden tulee säilyä vakiona tai pienentyä läpi rakennuksen tai yhtenäisen osan rakennusta. Rakennuksen ulkomittojen muutokselle on asetettu rajoja (Kuva 6.2).



Kuva 6.2. Pystysuunnan säännöllisyysvaatimukset

6.3 Massan epäkeskisyys

Standardi vaatii seismisen massan epäkeskisyysien mallintamisen. Standardin mukaan massakeskiön paikkaa tulee siirtää jokaisella tasolla samaan suuntaan kaavan (74) mitan $e_{a,i}$ verran.

$$e_{a,i} = \pm 0,05 L_i \quad (74)$$

L_i Kerroksen leveys tarkastelusuuntaa vastaan kohtisuoraan

6.4 Kiihtyvyysspektri

Standardissa vaatimuksien tarkastukseen määritetään suunnitteluspektri. Suunnitteluspektriin vaikuttavat:

- referenssi maaperän huippukiihtyvyys a_{gR} (kansalliset liitteet)
- maaperäluokka A, B, C, D, E, S₁ tai S₂ (Taulukko 9)
- tärkeystekijä γ_1 (Taulukko 6)
- vastespektrin tyyppi 1 tai 2 (kansalliset liitteet)
- rakenteen suhteellinen vaimennus ζ (suositusarvo 5 %)
- käyttäytymistekijä q (käytettävän jäykistysjärjestelmän mukaan)

Maaparametrit määräävät kiihtyvyysspektrin muodon (Taulukko 9, Taulukko 10 ja Taulukko 11). Luokat S₁ ja S₂ vaativat lisätutkimuksia maanjäristys vaikutuksien arviointiin. Lisäksi S₂-luokka vaatii tarkastuksen, ettei maaperä nesteydy.

Jos rakenteen suhteellinen vaimennus ζ eroaa standardin oletuksesta (5 %), korjataan kiihtyvyysspektrejä vaimennuksen muutostekijällä η , jonka on määritelty kaavassa (75).

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (75)$$

Taulukko 9. Maaperäluokkien määritelmät

Maaperä-luokka	Kuvaus	Leikkausaallon nopeus [m/s]	N _{SPT}	Suljettu leikkauslujuus [kPa]
A	Kallio tai kallion kaltainen kerros enintään 5 m syvyydellä	>800		
B	Vähintään kymmeniä metrejä paksu tiivis hiekka, sora tai erittäin tiivis savi	300-800	>50	>250
C	Vähintään kymmeniä metrejä paksu keskitiivis hiekka, sora tai tiivis savi	180-360	15-50	70-250
D	Löysä kitkamaa tai luja koheesiomaa	<180	<15	<70
E	Muut maalajit			
S₁	Vähintään 10m paksu löysä savi tai siltti (korkea vesipitoisuus)	<100		10-20
S₂	Nesteytyvät maalajit			

Taulukko 10. Tyypin 1 vaakaspektrin parametrit

Maaperä-luokka	S	T _B [s]	T _C [s]	T _D [s]
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B	1,20	0,15	0,50	2,00
C	1,15	0,20	0,60	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00
E	1,40	0,15	0,50	2,00

Taulukko 11. Tyypin 2 vaakaspektrin parametrit

Maaperä-luokka	S	T _B [s]	T _C [s]	T _D [s]
A	1,00	0,05	0,25	1,20
B	1,35	0,05	0,25	1,20
C	1,50	0,10	0,25	1,20
D	1,80	1,10	0,30	1,20
E	1,6	0,05	0,25	1,20

Taulukko 12. Pystyspektrin parametrit

Tyyppi	a _{vg} /a _g	T _B [s]	T _C [s]	T _D [s]
1	0,90	0,05	0,15	1,00
2	0,45	0,05	0,15	1,00

Vaakakiihtyvyysspektrit on määritelty kaavoilla (76)-(83). Pystykiihtyvyysspektrin parametrit on esitetty taulukossa (Taulukko 12) ja määritelty kaavoilla (84)-(91).

Kimmainen vaakakiihtyvyysspektri [8, 3.2.2.2 (1)P]:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g S \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5 \eta - 1) \right] \quad (76)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \quad (77)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (78)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = 2,5 a_g S \eta \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (79)$$

S_e Kimmainen vaakakiihtyvyys

Suunnitteluvaakakiihtyvyysspektri [8, 3.2.2.5 (4)P]:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (80)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \quad (81)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta a_g \quad (82)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_d(T) = \frac{2,5}{q} a_g S \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta a_g \quad (83)$$

S_d Suunnitteluvaakakiihtyvyys

Jos pystysuuntainen PGA a_{vg} on alle $0,25g$ voidaan pystysuuntainen spektri jättää analysoimatta ja käyttää eri kuormitusyhdistelyä. Jos ehto ei toteudu, tulee myös pystysuunnan analysoinnissa soveltaa kiihtyvyysspektriä, jos rakenteessa esiintyy:

- $\geq 20 m$ vaakajännevälejä
- $\geq 5 m$ vaakaulokkeita
- esijännitettyjä vaakarakenteita
- pilareita tukevia palkkeja
- perustuksista eristettyjä rakenteita

Kimmainen pystykiihtyvyysspektri [8, 3.2.2.3 (1)P]:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{ve}(T) = a_{vg} \left[1 + \frac{T}{T_B} (3,0 \eta - 1) \right] \quad (84)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{ve}(T) = 3,0 a_{vg} \eta \quad (85)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{ve}(T) = 3,0 a_{vg} \eta \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (86)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{ve}(T) = 3,0 a_{vg} \eta \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (87)$$

S_{ve} Kimmainen pystykiihtyvyys

Suunnittelupystykiihtyvyysspektri [8, 3.2.2.5(5)]:

$$0 \leq T \leq T_B: S_{vd}(T) = a_{vg} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (88)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_{vd}(T) = \frac{2,5}{q} a_{vg} \quad (89)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_{vd}(T) = \frac{2,5}{q} a_{vg} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta a_g \quad (90)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_{vd}(T) = \frac{2,5}{q} a_{vg} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \geq \beta a_g \quad (91)$$

S_{vd} Suunnittelupystykiihtyvyys

6.5 Aikahistoriaheräte

Standardin mukaan analyysissä käytettävät herätteet, aikahistoriat, tulee olla erilliset jokaiseen suuntaan. Samaa vaakaherätettä ei saa käyttää vaikuttamaan kumpaankin vaakasuuntaan.

Käytettävät aikahistoriat tulee olla keinotekoisia tai todellisia spektriin sovitettuja herätteitä. Herätteistä laskettujen kiihtyvyysspektrien tulee olla yhteneviä kimmoisien kiihtyvyysspektrien kanssa (6.4), joissa on käytetty 5 % suhteellista vaimennusta kaavan (92) mukaisesti. Yhteensopivia herätteitä tulee muodostaa vähintään kolme.

Keinotekoisien herätteen stationaarinen osuus tulee olla yli 10s pitkä. Niiden keskimääräinen huippukiihtyvyys tulee olla enemmän kuin $a_g S$.

Tallennetun aikahistorian huippukiihtyvyys tulee sovittaa arvoon $a_g S$. Lisäksi kaavan (92) mainitut ehdot tulee täyttää.

$$0,2T_1 \leq T \leq 2T_1: S_{e,i}(T) \geq 0,9S_e(T) \quad (92)$$

T_1 Rakenteen pääominaisvärähdysaika herätteen suuntaan
 $S_{e,i}$ Muodostetun herätteen i kiihtyvyysspektrin arvo

6.6 Korvausvoimamenetelmä

Korvausvoimamenetelmää voidaan standardin mukaan käyttää vain rakenteille jotka täyttävät säännöllisyysvaatimukset (Taulukko 8). Lisäksi jaksonajan pitää täyttää kaavan (93) ehto.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (93)$$

T_1 Rakenteen pääominaisvärähdysaika analysoitavaan suuntaan

Standardin mukaan perustusleikkaus F_b lasketaan kaavan (94) mukaan. Perustusleikkaus jaetaan rakenteeseen kaavan (50) tai (51) mukaisesti (käyttäen $V = F_b$).

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (94)$$

m Rakenteen seisminen massa
 λ 0,85 (jos $T_1 \leq 2T_C$ ja rakenteessa yli kaksi kerrosta) tai 1,0

Standardin vaatima epäkeskisyys saadaan otettua huomioon syöttämällä FE-malliin korvausvoimat mitan e_{ai} verran sivuun teoreettisesta massakeskiöstä kaavan (74) mukaisesti.

6.7 Vastespektrimenetelmä

Vastespektrimenetelmää voidaan standardin mukaan käyttää rakenteille, jotka eivät täytä säännöllisyysvaatimuksia. Menetelmässä kaikki ominaismuodot, joissa vaikuttava seisminen massa $m_{s,i}$ on yli 5 % kokonaismassasta, tulee ottaa huomioon. Kaikkien muotojen seismisten massojen summa tulee olla 90 % jokaiseen tarkastelusuuntaan.

Jos edellä yllä olevat vaatimukset eivät täyty, tulee muotoja ottaa mukaan vähintään k kappaletta kaavan (95) mukaisesti.

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (95)$$

$$T_k \leq 0,02 \text{ s}$$

n Kerrosten lukumäärä
 T_k Muodon k ominaisvärähdysaika

Eri muotojen tulokset voidaan analysoida erikseen, jos kaavan (96) ehto toteutuu kaikille analysoitaville oleville ominaismuodoille.

$$T_j \leq 0,9T_i \quad (96)$$

Jos ehto ei toteudu, tulee eri muotojen tulokset yhdistellä SRSS-menetelmällä tai jollakin tarkemmalla menetelmällä, kuten CQC-menetelmällä.

Massan epäkeskisyyttä voidaan yksinkertaistaa lisäämällä jokaiselle tasolle epäkeskisyyttä kuvaava momentti kaavan (97) mukaisesti.

$$M_{a,i} = e_{a,i} F_i \quad (97)$$

F_i Massapisteesen vaikuttava korvausvoima kaavan (50) tai (51) mukaisesti

6.8 PushOver -analyysi

Standardi mahdollistaa analyysin käytön joidenkin rakenteiden käyttäytymiskertoimien q määrittämisessä. Käyttäytymiskertoimelle q tulee valita pienin laskennasta saatu arvo. Tämän lisäksi analyysillä voidaan laskea mitoituskuormat.

Analyysi tulee tehdä vähintään kahdella eri voimajakaumalla – vakiokuormalla ja korvausvoimamenetelmän voimajakaumalla. Kuormat tulee mallintaa massapisteesiin ottaen huomioon tarvittavat epäkeskisyydet kaavan (74) mukaisesti. Ohjaussolmuna, josta siirtymät luetaan, tulee käyttää kattotasolla massakeskiössä sijaitsevaa solmua. Ohjaussolmua ei saa valita varsinaisen rakennuksen katolla olevasta korotuksesta kuten konehuoneesta.

Tavoitesiiirtymän d_t määrittämisessä tulee käyttää kimmoista kiihtyvyysspektriä, sillä analyysi ottaa huomioon rakenteen epälineaariseen vasteeseen. Analyysistä saatava kapasiteettikuvaajan tulisi ylittää $1,5d_t$ siirtymään. Standardi esittää liitteessä B N2-menetelmään (5.3.1) pohjautuvan laskentamenetelmän tavoitesiiirtymän d_t määrittämiseen. Tämä menetelmä on vain ohjeellinen, joten muiden menetelmien käyttö on hyväksyttyä. Jos rakenteen ominaisuudet eroavat pääsuuntiin (X ja Y), tulee tavoitesiiirtymät määrittää

eri suuntiin erikseen. Analyysissä maanjärityksen aiheuttama pystyheräte voidaan jättää ottamatta huomioon.

Staattinen analyysi antaa väännölle alttiin rakenteen jäykemmälle puolelle liian pieniä siirtymiä [11]. Näitä siirtymiä tulee kasvattaa esimerkiksi artikkelin [11] esittämällä menetelmällä.

6.9 Aikahistoria-analyysi

Standardi ei hyväksy lineaarisen aikahistoria-analyysin käyttöä maanjärityskuormien laskennassa. Epälineaarisessa aikahistoria-analyysissä tulee käyttää vähintään kolmea aikahistoriaa, milloin mitoituksessa tulee käyttää suurimman käyttöasteen antavia tuloksia. Jos herätteitä on seitsemän tai enemmän, voidaan mitoituksessa käyttää keskiarvoja kaikista tuloksista. Herätteen tulee vaikuttaa molempiin pääsuuntiin yhtä aikaa, mutta pystykomponentti voidaan jättää ottamatta huomioon.

Mallinnettujen elementtien pitää pystyä toimimaan kuten todelliset osat maanjärityksen syklistä kuormituksessa. Elementtien tulee sitoa (dissipate) energiaa myötäessään.

6.10 Yhdistely

Maanjärityksen aikaansaamat vaikutukset X-, Y- ja Z-suuntaan tulee yhdistää ennen varsinaisia standardin kuormitusyhdistelmiä. Jos rakenteella on symmetriset ja erilliset jäykistävät siteet tai seinät, voidaan käyttää kaavan (98) mukaista yhdistelmää. Jos rakenne ei vaadi erillistä pystysuunnan analysointia voidaan käyttää kaavan (99) tai (100) mukaisia yhdistelmiä.

$$E_{Ed} = \begin{cases} E_{Edx} \\ E_{Edy} \end{cases} \quad (98)$$

$$E_{Ed} = \begin{cases} \frac{E_{Edx}}{E_{Edy}} \\ \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} \end{cases} \quad (99)$$

$$E_{Ed} = \begin{cases} E_{Edx} \pm 0.3E_{Edy} \\ 0.3E_{Edx} \pm E_{Edy} \end{cases} \quad (100)$$

Muissa tapauksissa rakenteelle tulee käyttää kaavan (101) mukaisia yhdistelmiä.

$$E_{Ed} = \begin{cases} E_{Edx} \pm 0.3E_{Edy} \pm 0.3E_{Edz} \\ 0.3E_{Edx} \pm E_{Edy} \pm 0.3E_{Edz} \\ 0.3E_{Edx} \pm 0.3E_{Edy} \pm E_{Edz} \end{cases} \quad (101)$$

6.11 Siirtymät

Lineaarisen analyysin siirtymiä tulee muuntaa kaavan (102) mukaisesti, jotta ne vastaavat todellisuutta. Epälineaaristen analyysien siirtymiä voidaan soveltaa suoraan.

$$d_s = q_d d_e \leq q d_e \quad (102)$$

d_s	Laskennassa käytettävä siirtymä
d_e	Lineaarisen analyysin antama siirtymä
q_d	Siirtymän käyttäytymiskerroin (oletus $q_d = q$)

Massan epäkeskisyydestä aiheutuneet siirtymät tulee ottaa huomioon laskettaessa siirtymää d_e .

7 ESIMERKKIRAKENTEET

7.1 Satamanosturi

Satamat ovat tärkeitä logistiikan solmupisteitä. Suuri osa rahdista kulkee sataman kautta merikonteissa. Merikontteja liikutellaan sataman sisällä satamanostureilla. Esimerkkikohteeksi tässä työssä valittiin Los Angelesin satama, joka sijaitsee seismisesti aktiivisella alueella.



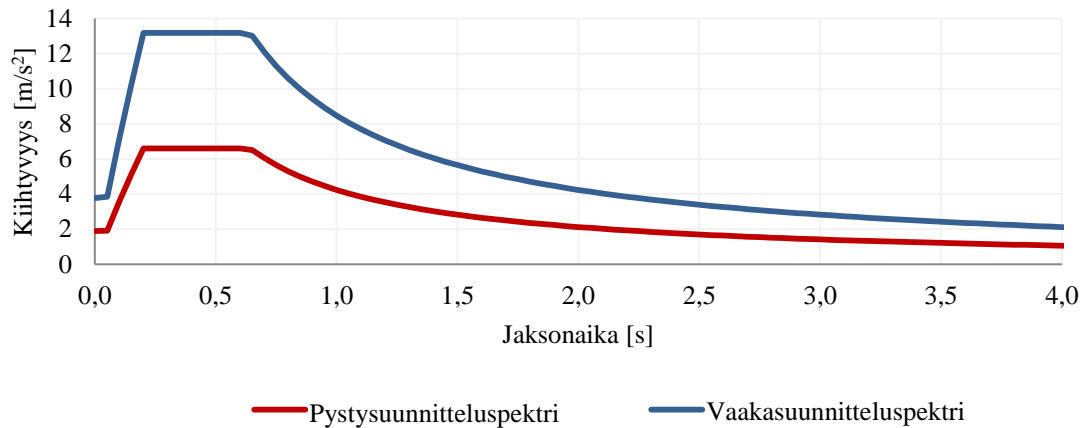
Kuva 7.1. Tarkasteltu satamanosturi

Nosturit ovat massiivisia teräsrakenteita. Tarkasteltu satamanosturi (Kuva 7.1) siirtää merikontteja satama-alueelta kuorma-autojen kyytiin. Yleensä nostureissa on kuljettaja ylhäällä ohjaamassa nosturin liikkeitä. Tarkastelu keskittyi tutkimaan eri seismisten analyysimenetelmien antamia tuloksia. Nosturin sisäisten voimien lisäksi tarkastettiin, onko nosturin kaatuminen jäykkänä mahdollista maanjäristyksessä.

7.1.1 Lähtötiedot

Rakenteen suurin kuorma on nostettavasta taakasta aiheutuva hyötykuorma sekä rakenteen omapaino. Käytetty suunnitteluspektri (Kuva 7.2) määritettiin ISO/DIS 11031 -esistandardin mukaisesti käyttäen taulukon (Taulukko 13) parametreja.

ISO/DIS 11031 -esistandardin mukaan rakenteen tulee kestää sortumatta murorajatilassa estäen henkilövahingot. Käyttörajatilassa nosturin päärakenteet eivät saa vaurioitua tai myötää. Standardi asettaa vaatimuksia vain käyttörajatilassa mitoituskuormaan, joten rakenteeseen syntyy vain palautuvia kimmoisia muodonmuutoksia. Käyttörajatilassa maanjäristys (10 % esiintymistodennäköisyys 50 vuodessa tai kerran 475 vuodessa) vastaavat standardin EN 1998-1-1:2004 murtorajatilassa vaatimuksia.

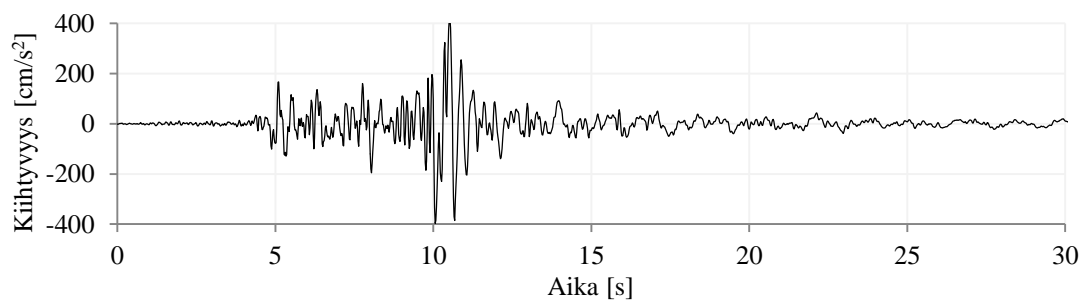


Kuva 7.2. Pysty- ja vaakasuunnitteluspektri

Taulukko 13. Seismiset parametrit

Kuvaus	Parametri	Arvo	Yks.
Normalized basic acceleration		0,6	g
Structure critical damping ratio	ζ	2,5 %	
The soil surface category		2	
Vertical influence factor	c	0,5	
Damping correction factor	η	1,000	
Soil Surface Amplification Factor	β_2	1,6	
Normalized surface ground acceleration	A_{sg}	0,96	g

Käytetty aikahistoria on Los Angelesissa (Kuva 7.4) 17.1.1994 tapahtunut Northbridge Earthquake, jonka momenttimagnitudi M_w oli 6,7. Aikahistorian huippukiihtyvyys (PGA) on $0,42g$.

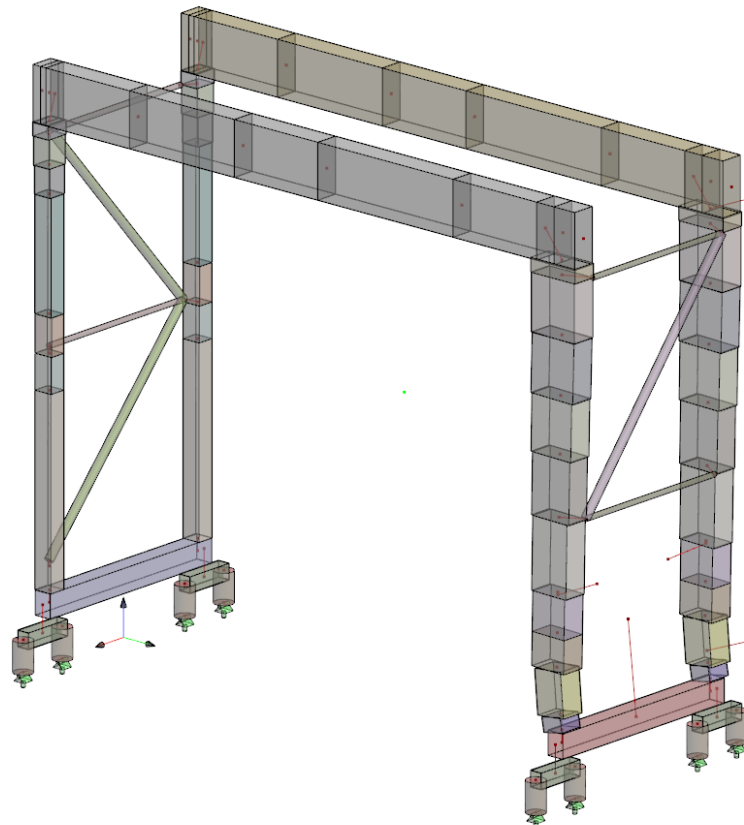


Kuva 7.3. Northbridge Earthquaken kiihtyvyyshistoria



Kuva 7.4. Kohteen sijainti

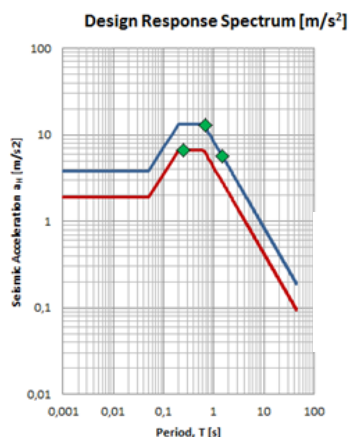
Laskenta suoritettiin lineaarisilla analyyseillä RFEM-ohjelmalla. FE-mallissa on palkkielementtejä 1823 kpl, solmuja 1815 kpl ja vapausasteita noin 10 000 kpl, joten malli on kevyt lineaarinen malli. FE-malli on esitetty kuvassa (Kuva 7.5), jossa profiilit on piirretty näkyviin. Osiin on lisätty välisolmuja, jotta dynamiikan analyyseistä saadaan tarkempia tuloksia. Rakennemallin nivelet ja tuennat vastaavat kuvan (Kuva 7.1) mukaista nosturia.



Kuva 7.5. Nosturin lineaarinen RFEM-malli

7.1.2 Laskenta

Rakenteen analyysit suoritettiin korvausvoima-, vastespektri- ja lineaarisella aikahistoriamenetelmällä, jotka ovat standardin esittelemät menetelmät. Korvausvoimamenetelmässä tarvittavat kiihtyvyydet, saatiin ominaistajuuksien funktiona suunnittelupektristä (Kuva 7.6).



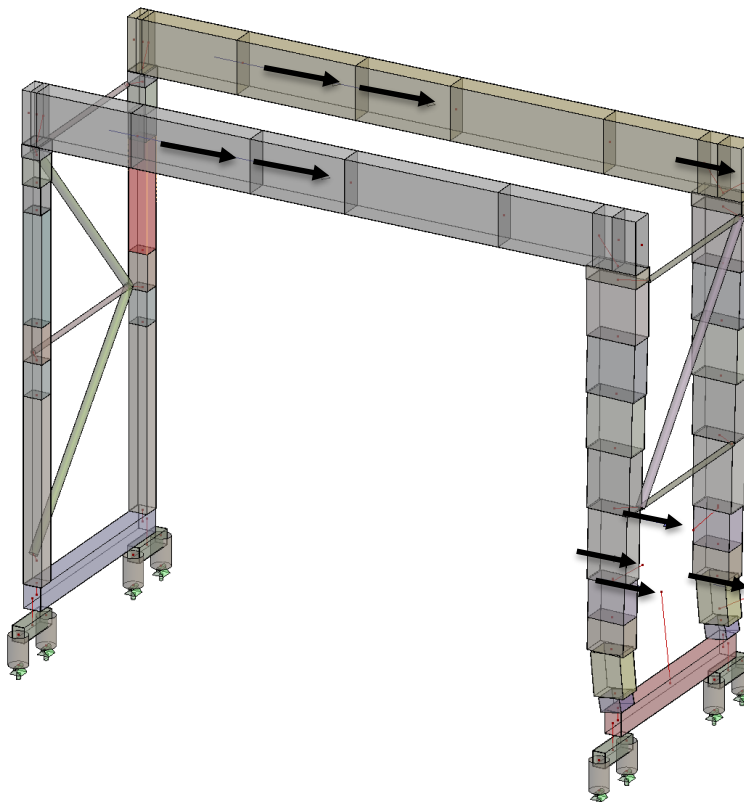
$$a_X = a_H(1,51s) = 5,64 \text{ m/s}^2$$

$$a_Y = a_H(0,69s) = 13,019 \text{ m/s}^2$$

$$a_Z = a_V(0,25s) = 6,592 \text{ m/s}^2$$

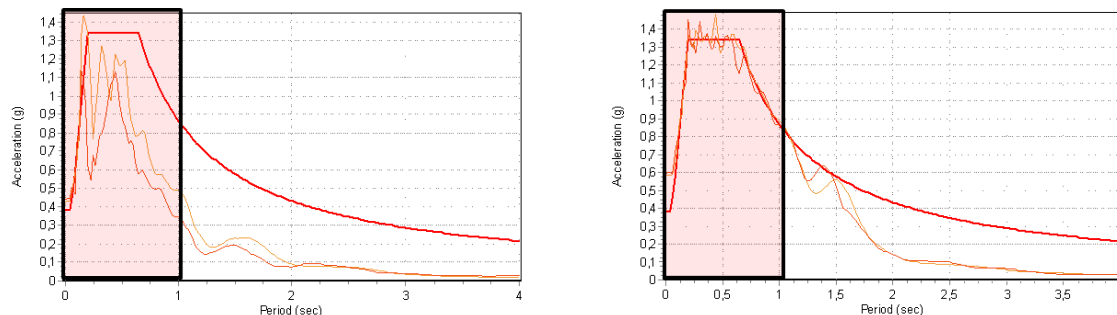
Kuva 7.6. Korvausvoimamenetelmän kiihtyvyydet

Rakenteeseen vaikuttavat kiihtyvyyksistä lasketut korvausvoimat syötettiin massapisteisiin (Kuva 7.7).



Kuva 7.7. Korvausvoimamenetelmän kuormitus

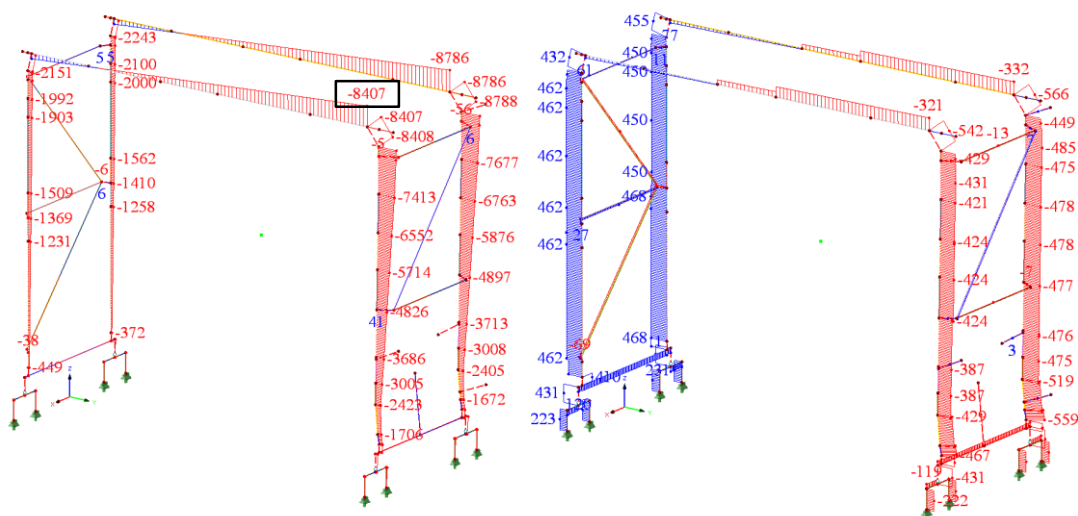
Kiihtyvyyshistoria (Kuva 7.3) sovitettiin suunnitteluspektriin Seismosoftin SeismoMatch (versio 2.1.0) -ohjelmalla käyttäen Wavelet-algoritmiä. Linearisessa analyysissä ominaistaajuuudet eivät muutu analyysin edetessä, joten aikahistoria sovitettiin vain ominaistaajuuksien alueella (Kuva 7.8).



Kuva 7.8. Aikahistorian sovitus suunnitteluspektriin

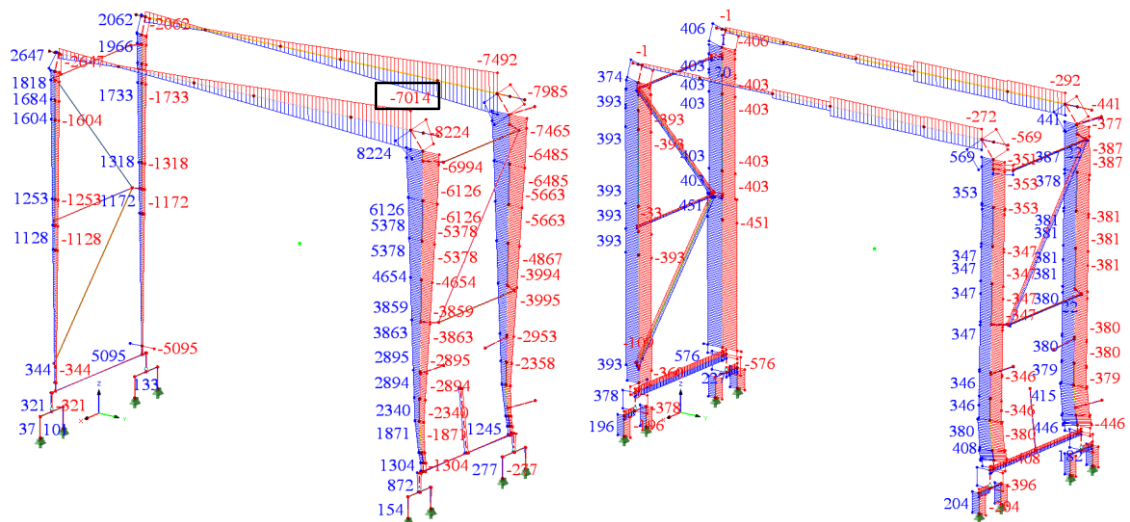
7.1.3 Tulokset

Korvausvoimamenetelmällä saadaan sisäiset voimasuureet, joissa etumerkeillä on merkitystä (Kuva 7.9).



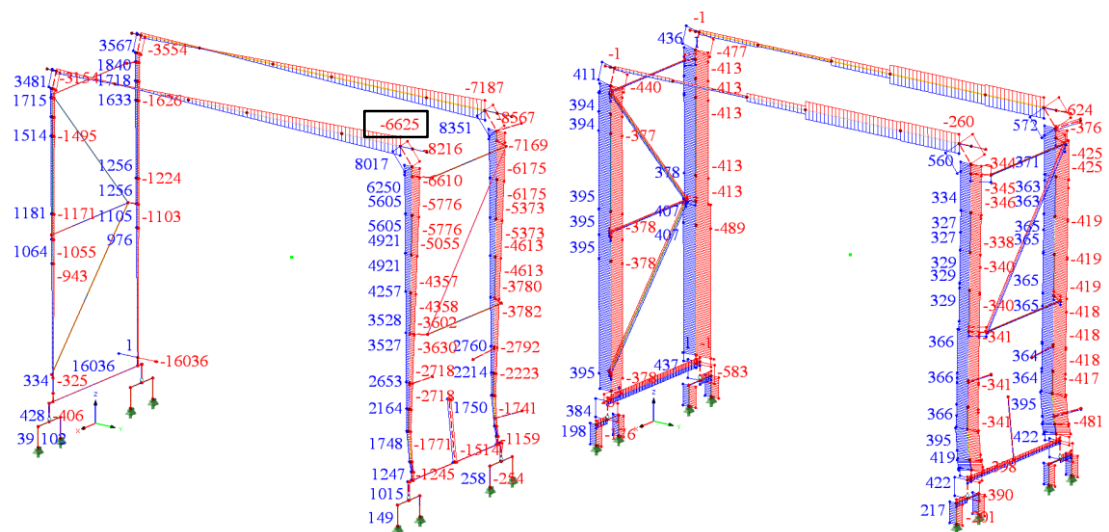
Kuva 7.9. Korvausvoimamenetelmän momentti- ja normaalivoimakuvajaajat [kNm, kN]

Vastespektrimentelmässä käytetty SRSS yhdistely poistaa tuloksilta etumerkin, jolloin ne käsitellään sekä positiivisina että negatiivisina (Kuva 7.10).



Kuva 7.10. Vastespektrimenetelmän momentti- ja normaalivoimakuvajaat [kNm, kN]

Lineaarisessa aikahistoriamenetelmässä tulokset saadaan yhdistelemällä jokaiselta aika-askeleelta suurin ja pienin tulos. Tästä myötä aikahistoriamenetelmässä katoavat etumerkit (Kuva 7.11).



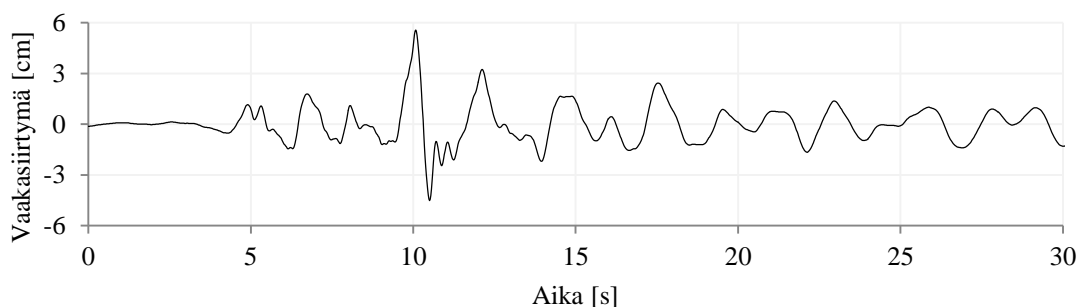
Kuva 7.11. Aikahistoriamenetelmän momentti- ja normaalivoimakuvajaat [kNm, kN]

7.1.4 Stabiilisuus

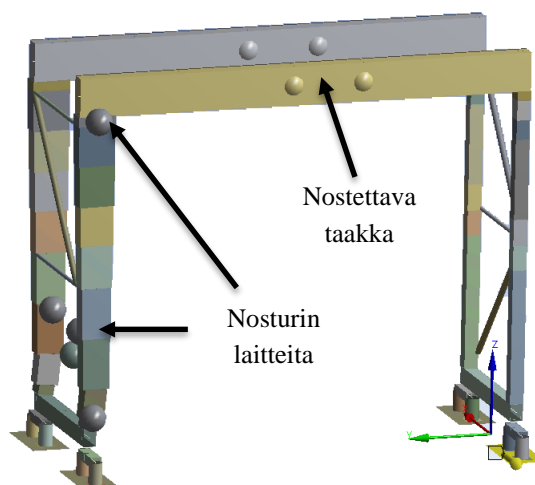
Nosturille tarkastettiin maanjäristyksen aikainen mahdollisuus kaatua. Korvausvoima- tai vastespektrimenetelmällä analysoidessa saadaan pyörien alle nostetta, joka herätti tarpeen lisätarkastuksille.

Nosturi mallinnettiin ANSYS Mechanical-ohjelmistolla, jolla saatiin kaikki ongelman kannalta tarvittavat epälineaarisuudet mallinnettua (Kuva 7.13). Materiaali oli

kimmainen, mutta analyysissä käytettiin suurten siirtymien teoriaa. Pyörät olivat irtoamisen mahdollistavalla kontaktilla kiinni alustassa. FE-mallissa oli 990 elementtiä, 1531 solmua ja alle 10 000 vapausastetta, joten voidaan puhua kohtuullisen kevyestä mallista. Nosturin oma massa on yli viisinkertainen taakkaan nähden. Taakka mallinnettiin pistemassana nosturin rakenteille (Kuva 7.13), jotta taakka ei voi toimia massavaimentimena analyysissä. Analyysi oli dynaaminen aikahistoria-analyysi, jossa heräte oli tukien pakkosiirtymä sovitettun siirtymähistorian (Kuva 7.12) mukaisesti.

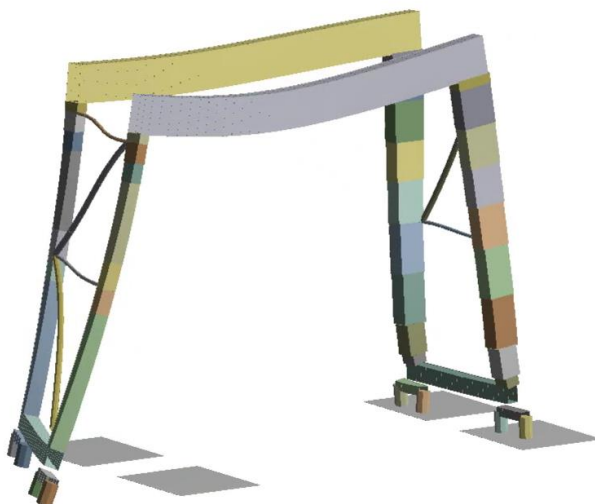


Kuva 7.12. Northbridge Earthquaken siirtymähistoria



Kuva 7.13. ANSYS-malli

Analyysi vahvisti, että nosturilla ei ole mahdollisuutta kaatua mitoitustilanteen mukaisessa maanjäristyksessä, kuten ennen analyysiä oli odotettavissa perustuen siirtymäherätteen siirtymien suuruuteen (Kuva 7.12). Nosturin kiskoilta tippuminen maanjäristyksessä on mahdollista, sillä sen toinen päätykehä on huomattavasti jäykempi aiheuttaen nosturiin helposti vääntöä (Kuva 7.14), joka pyrkii nostamaan heikomman pään pyöriä vuoron perään irti kiskosta. Tätä ei kuitenkaan tutkittu tarkemmin, sillä se vaatisi käytettyä tarkemman FE-mallin nosturista.



Kuva 7.14. Nosturin FE-malli kasvatetussa siirtymätilassa

7.1.5 Yhteenveto

Tutkitulla nosturilla saadaan vähän pienempiä tuloksia, kun käytetään tarkempia laskentamenetelmiä (Taulukko 14), joten esimerkin tapauksessa esisuunnittelu voidaan tehdä korvausvoimamenetelmällä ja tarkentaa menetelmää suunnittelun edetessä. Kun käytetään tarkempia menetelmiä, voidaan profiilien poikkileikkauksia pienentää. Tämän myötä rakenteen jäykkyys pienenee ja ominaistaajuudet pienenevät, joten maanjäristyksen aiheuttama kuormitus pienenee. Jos maanjäristys on rakenteelle mitoittava kuormitus, voidaan rakenteissa saada aikaiseksi materiaalisäästöjä tarkemmilla menetelmillä.

Taulukko 14. Nosturin rasitusten vertailu

Menetelmä	Von Mises [MPa]	Nurkkamomentti [kNm]	Nurkkamomentin vertailuluku
Korvausvoima	21,42	8407	1,27
Vastespektri (SRSS)	17,93	7014	1,06
Aikahistoria	16,69	6625	1,00

Nosturilla ei ole vaaraa kaatua tutkitulla maanjäristyksellä, mutta mahdollinen kiskoilta putoaminen tulisi selvittää erikseen. Satamanostureille on ehdotettu suunnittelukriteeriksi, että rakenne tulee suunnitella kestäväksi tilanteen, jossa nosturi lähtee kaatumaan sekä joidenkin osien detaljoinnissa tulee noudattaa seismisen suunnittelustandardin ohjeistusta[23]. Näillä varmistetaan rakenteen toiminta, jos nosturin pyöriä nousee ilmaan.

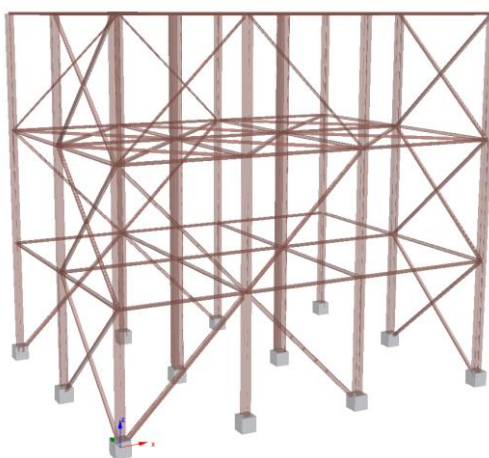
Aikahistoriamenetelmällä saadaan käytetyistä menetelmistä lähtötietojen rajoissa tarkimmat tulokset. Siinä on eniten suunnittelijalta vaadittavaa työtä, sillä aikahistoriat

täytyy hankkia ja sovittaa suunnitteluspektriin. Kevyin menetelmä käytettäväksi on vastespektri, sillä siinä tarvitaan vain FE-malli ja suunnitteluspektri. Analyysimenetelmän tarkkuuden lisäksi lähtötietojen tarkkuus vaikuttaa merkittävästi lopputulokseen. Koska jokainen maanjäristys on erilainen ja maaperä vaihtelee suunnittelukohteissa, ei suunnitteluspektriä voida määrittää tarkasti suunnittelukohteeseen. Mitatusta kiihtyvyyshistoriasta laskettu kiihtyvyysspektri saattaa olla osalla jaksonajoilla suurempi kuin suunnittelustandardien mukainen (Kuva 7.19). Analyysimenetelmää valitessa tulee ottaa huomioon epätarkkuudet aina lähtötiedoista mitoitukseen ja valmistukseen asti.

7.2 Teollisuusrakennus

Teräsrakenteiset teollisuusrakennukset ovat yleisiä maanjäristysalueilla. Teollisuushöyryä valmistavat kattilalaitokset ovat tyypillisiä tällaisia rakenteita, joissa on suuret kuormat lähes kattotasolta roikkuvien suurien laitteiden johdosta.

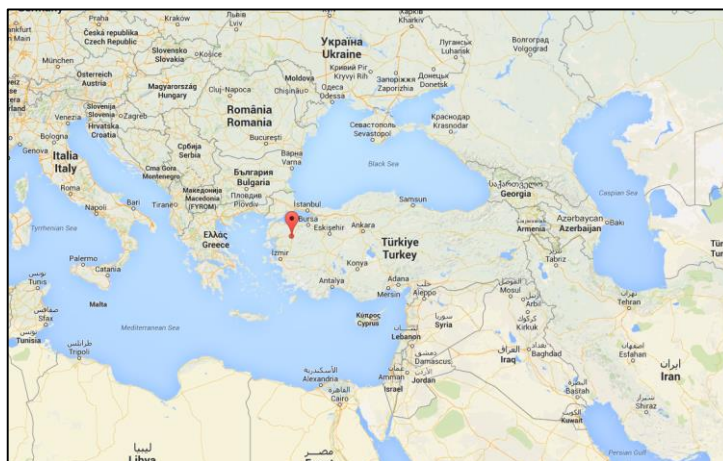
Esimerkkirakenteena käytettiin kuvitteellista keskeisillä siteillä jäykistettyä teräsrunkoa (Kuva 7.15), jossa yhdellä tasolla on poikkeuksellisen suuret kuormat. Rakennuksesta analysoitiin symmetrinen ja epäsymmetrinen versio SeismoSoftin SeismoStructilla. Kiinnostuksen kohteena olivat erityisesti siteiden lineaarisen ja epälineaarisen käyttäytymisen erot sekä eri analyysimenetelmien aikaansaama leikkaus perustuksilla.



Kuva 7.15. Symmetrinen teollisuusrakennus

7.2.1 Lähtötiedot

Esimerkin teollisuusrakenne on kuvitteellisesti sijoitettu länsi-Turkkiin (Kuva 7.16), jossa esiintyy merkittäviä maanjäristyksiä, jotka tulee ottaa huomioon rakennesuunnittelussa.

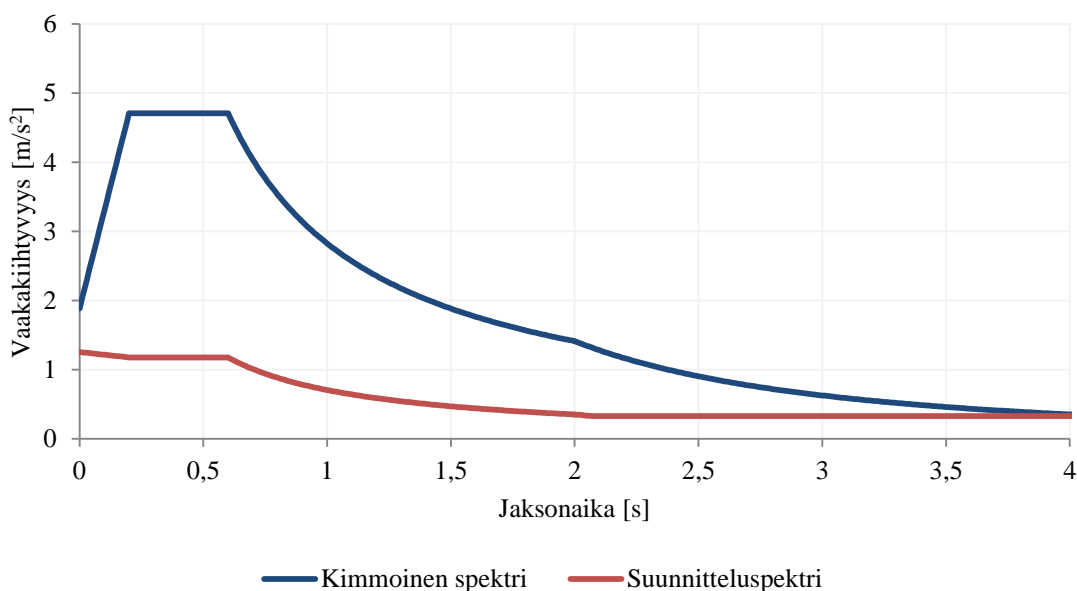


Kuva 7.16. Kohteen sijainti

Kuormituksena käytettiin EN 1998-1-1:2004(6.4) mukaista vaakakiihtyvyysspektriä (Kuva 7.17), jossa sovellettiin tyypillisiä Turkin seismisiä parametreja (Taulukko 15).

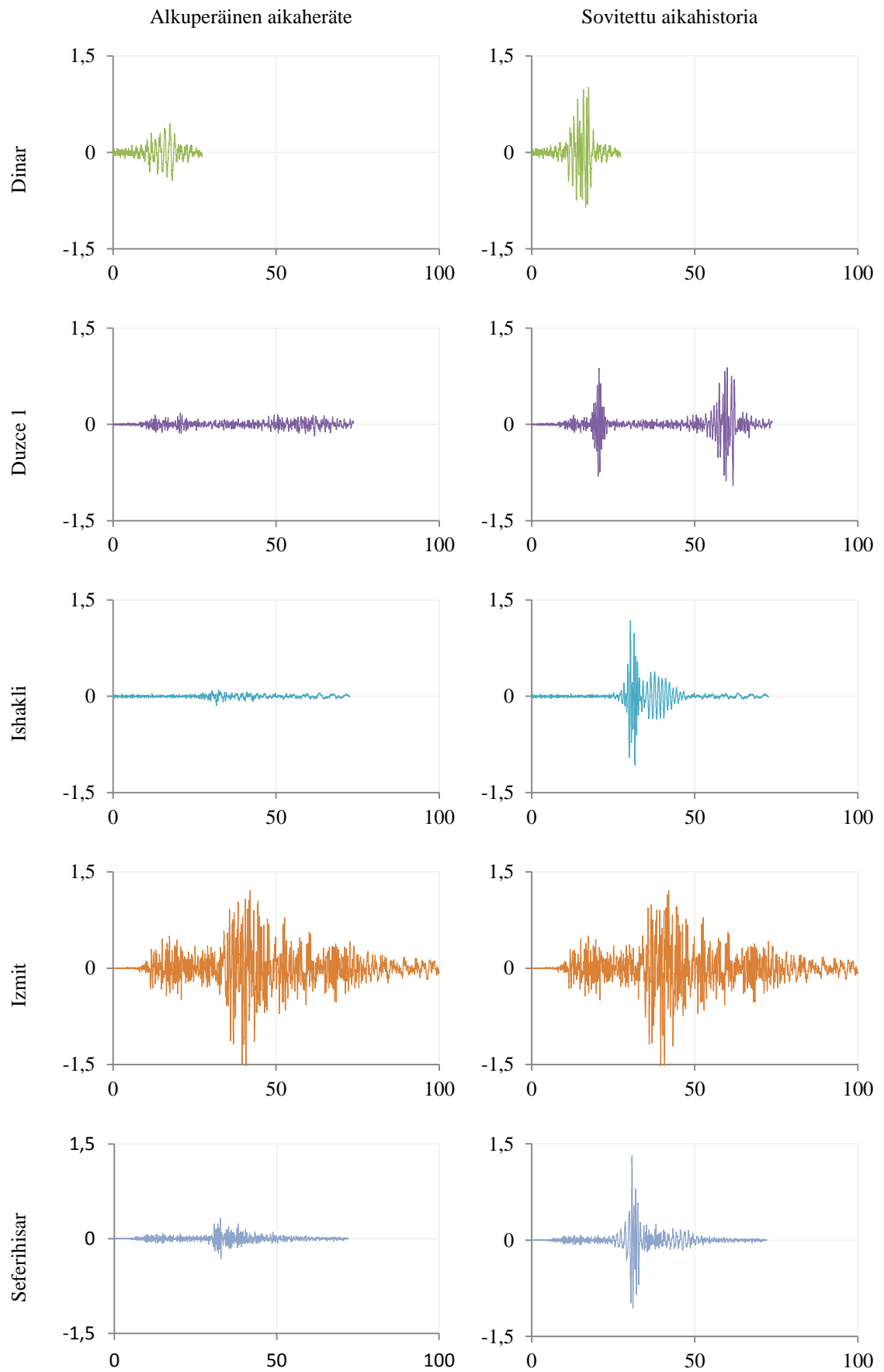
Taulukko 15. Seismiset parametrit

Parametri	Arvo	Kuvaus
a_{gR}	0,167g (1,64m/s ²)	Referenssi PGA
Tyyppi	Type 1	Spektrin tyyppi
Maaperäluokka	C	Keskitiivis hiekka
γ_I	1	Tärkeystekijä
q	4	Käyttäytymistekijä (keskeinen sidejärjestelmä)
β	0,2	Suositusarvo
ζ	5%	Suhteellinen vaimennus

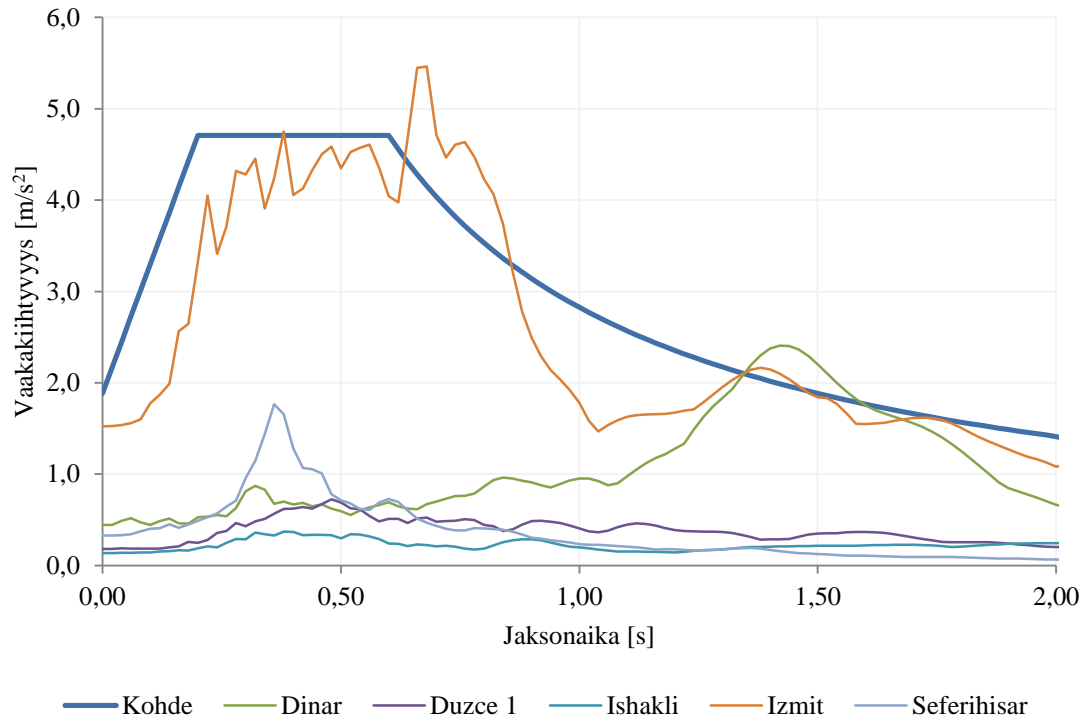


Kuva 7.17. Kimmoinen vaakaspektri ja suunnitteluspektri

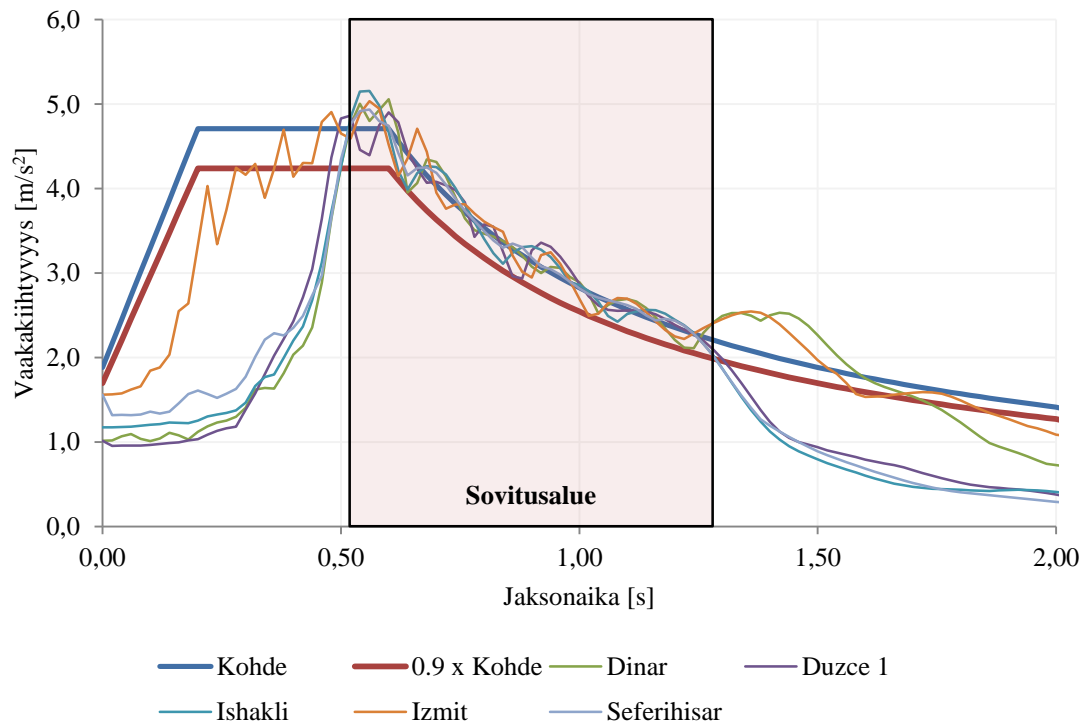
Kiihtyvyysspektrin lisäksi tarvittiin kiihtyvyysherätteitä (Kuva 7.18), joita on vapaasti saatavilla European Strong-Motion Database –palvelusta. Kiihtyvyysherätteet sovitettiin kimmoiseen vaakaspektriin (Kuva 7.19 ja Kuva 7.20) sillä alkuperäiset kiihtyvyysherätteet (Kuva 7.19) eivät olleet yhteensopivia kimmoisen kiihtyvyysspektrin kanssa. Taajuusalueena, jolla sovitusta tehtiin, käytettiin rakenteen merkittävintä ominaistaajuuksien aluetta (Taulukko 17, Taulukko 18). Sovitus suoritettiin Seismosoftin SeismoMatch (versio 2.1.0) –ohjelmalla käyttäen Wavelet-algoritmiä.



Kuva 7.18. Alkuperäiset ja sovitetut kiihtyvyysherätteet



Kuva 7.19. Alkuperäisten herätteiden kiihtyvyysspektri



Kuva 7.20. Sovitettujen herätteiden kiihtyvyysspektri

7.2.2 Rakennemalli

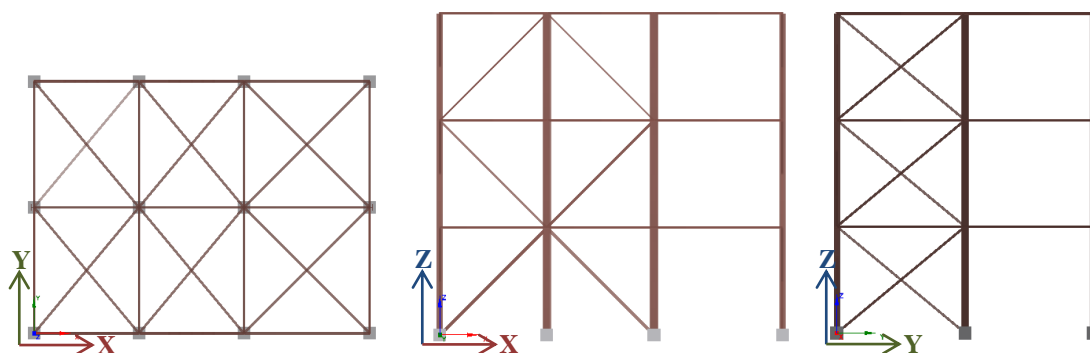
Symmetrisestä ja epäsymmetrisestä rakenteesta tehtiin erikseen (Taulukko 16) lineaarinen malli ja epälineaarinen malli, sillä korvausvoima- ja vastespektrimenetelmät soveltuvat lineaarisella mallille kun taas PushOver- ja aikahistoriamenetelmät vaativat epälineaarisen mallin.

Taulukko 16. FE-mallien ominaisuudet

	Lineaarinen	Epälineaarinen
Siteet	Niveltuettut	
Alkuhäiriöt	-	L/200
Materiaali	Lineaarinen	Bilineaarinen
Välisolmut	-	5
Tyyppi	Vain veto	Veto/Puristus
Pilarit	Jatkuvat ja jäykästi alapäästä kiinni	
Alkuhäiriöt	-	-
Materiaali	Lineaarinen	Bilineaarinen
Välisolmut	-	-
Palkit	Niveltuettut	
Alkuhäiriöt	-	-
Materiaali	Lineaarinen	Lineaarinen
Välisolmut	-	-
Massojen epäkeskisyydet	-	-
Siirtymät	Pinenet	Suuret

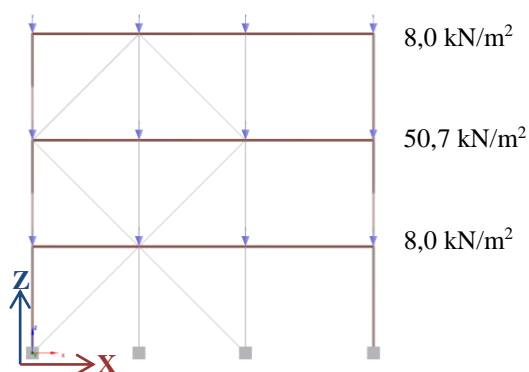
7.2.3 Symmetrinen

Symmetrinen rakenne on tarkasteltavan suunnan (X-akseli) suhteen symmetrinen (Kuva 7.21).



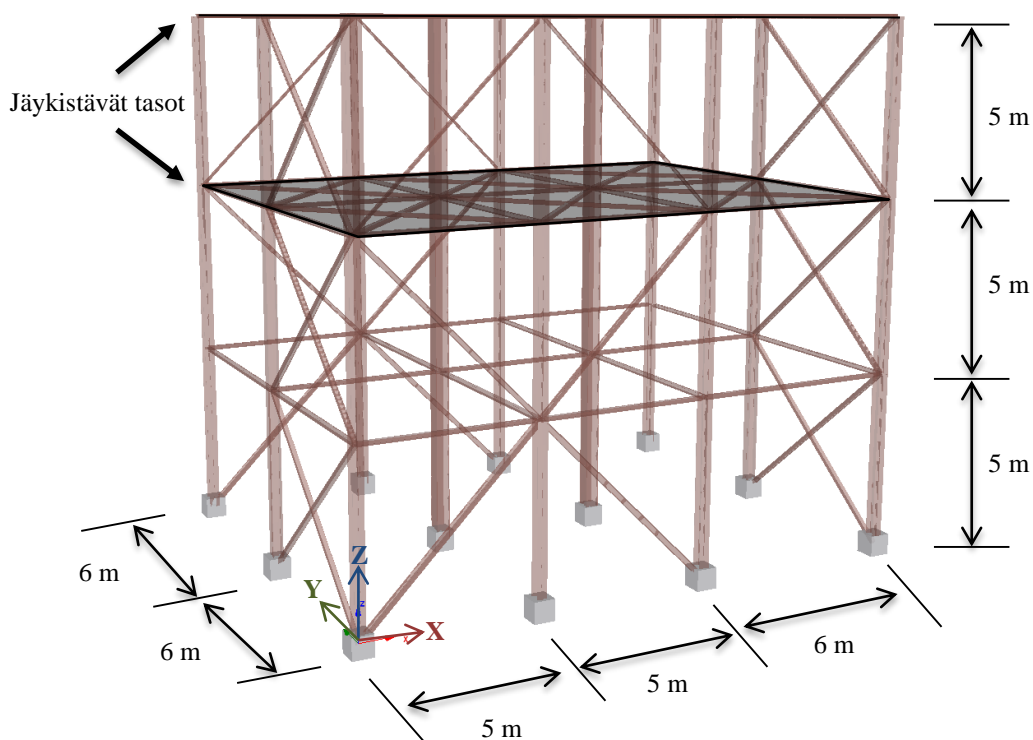
Kuva 7.21. Symmetrinen rakenne päältä, sivusta ja edestä

Rakenteella on yksi taso enemmän kuormitettuna kuin muut (Kuva 7.22).



Kuva 7.22. Rakenteen (D+L) kuormitus

Rakennus on 15 m korkea, 12 m leveä ja 16 m pitkä (Kuva 7.23). Rakennuksen kerrokset ovat tasakorkuisia, mutta kaksi ylintä tasoa ovat jäykistäviä. Rakennuksen profiilit ovat ulkoseinäpilareilla HEA300, keskipilareilla WB300x14, ensimmäisen tason seinäsiteillä WB150x6 (Kuva 7.31), toisen tason seinäsiteillä WB120x6 ja kolmannen tason seinäsiteillä WB80x6. Kaikki muut osat ovat WB120x6 profiilia.

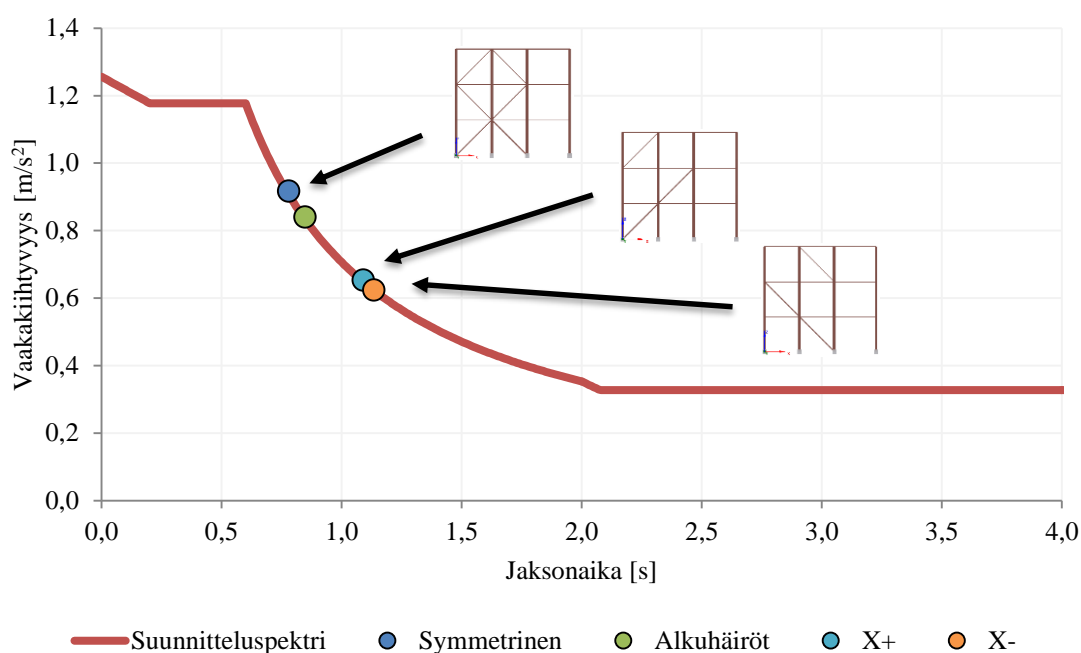


Kuva 7.23. Rakenteen mitat

Rakenteen pääjaksonaika tarkasteltavaan X-suuntaan on 0,78 s ja kohtisuoraan suuntaan 0,90 s (Taulukko 17), kun mallissa on sekä puristus- että vetositeet. Rakenteesta vertailtiin eri mallinnustavoilla saatavia pääjaksonaikoja. Kun rakenteessa käytetään vain vetositeitä, jaksonajat nousevat, sillä rakenteen jäykkyys laskee (Kuva 7.24).

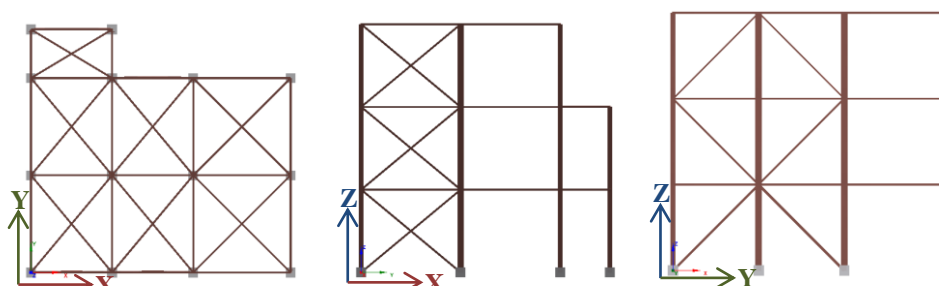
Taulukko 17. Rakenteen jaksonajat ja seismisen massan osallistuminen (Liite B)

Muoto	Jaksonaika [s]	U_x	U_y	U_z	R_x	R_y	R_z
1	0,904	1,2 %	96,0 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,0 %
2	0,778	95,8 %	1,3 %	0,0 %	0,0 %	0,6 %	0,1 %
3	0,536	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	95,7 %
4	0,333	0,0 %	0,6 %	0,0 %	16,7 %	0,1 %	0,0 %
5	0,310	0,6 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	12,4 %	0,0 %
6	0,298	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
7	0,249	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,0 %
8	0,241	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	2,3 %	0,0 %
9	0,202	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
10	0,201	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
		97,7 %	97,9 %	0,2 %	17,9 %	15,3 %	96,0 %

**Kuva 7.24.** Eri mallinnustapojen vaikutus symmetrisen rakenteen jaksonaikaan

7.2.4 Epäsymmetrinen

Epäsymmetriseen rakenteeseen on lisätty porrastornia kuvaava lisärakennus (Kuva 7.25). Siteet on lisäksi siirretty tämän lisärakennuksen seinään.

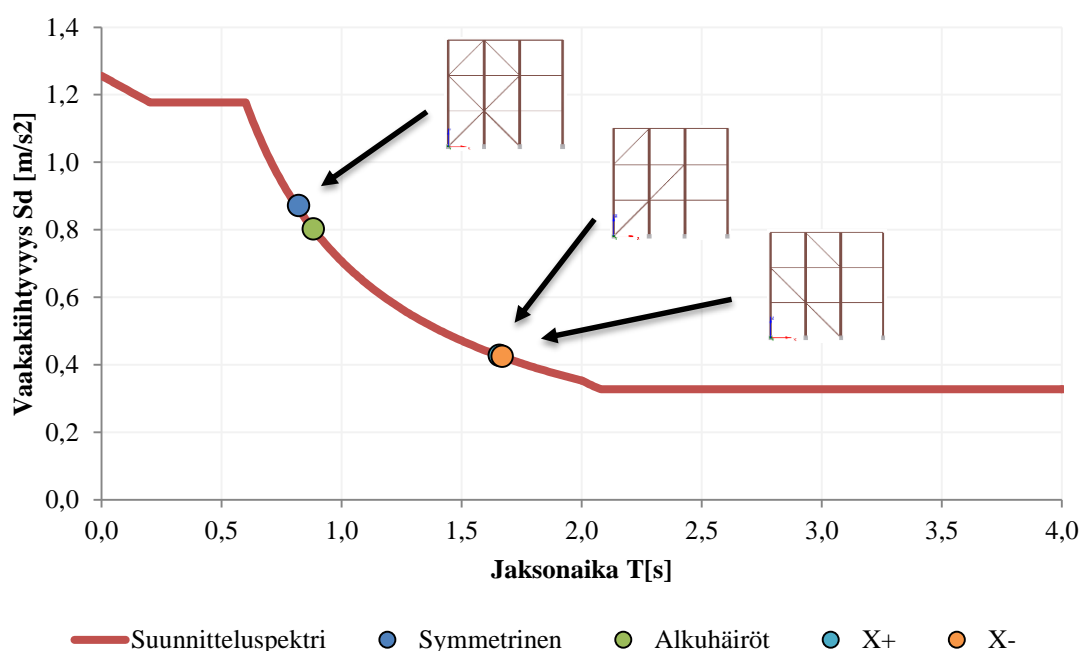
**Kuva 7.25.** Epäsymmetrinen rakenne päältä, sivusta ja edestä

Rakenteen pääjaksonaika tarkasteltavaan X-suuntaan on 0,82 s (symmetrinen 0,78 s) ja kohtisuoraan suuntaan 0,91 s (symmetrinen 0,90 s) (Taulukko 18), kun mallissa on sekä puristus- että vetositeet. Epäsymmetrisyyden myötä rakenteen jaksonajat kasvavat tarkastelusuuntaan, mikä oli ennakoitavissa. Tarkastelusuuntaa kohtisuoraan suuntaan jaksonaika kasvoi vain vähän, sillä porrastorni kasvattaa rakenteen seismistä massaa, joka kasvattaa jaksonaikoja yleisesti.

Taulukko 18. Rakenteen jaksonajat ja seismisen massan osallistuminen (Liite B)

Muoto	Jaksonaika [s]	U_x	U_y	U_z	R_x	R_y	R_z
1	0,912	3,7 %	93,2 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,0 %
2	0,820	93,3 %	3,8 %	0,0 %	0,0 %	0,5 %	0,1 %
3	0,530	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	95,2 %
4	0,347	0,0 %	0,7 %	0,0 %	16,9 %	0,0 %	0,0 %
5	0,306	0,4 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	11,6 %	0,0 %
6	0,299	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
7	0,259	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %
8	0,237	0,0 %	0,0 %	0,1 %	0,0 %	3,1 %	0,0 %
9	0,203	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
10	0,201	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
		97,6 %	97,8 %	0,2 %	17,7 %	15,3 %	95,4 %

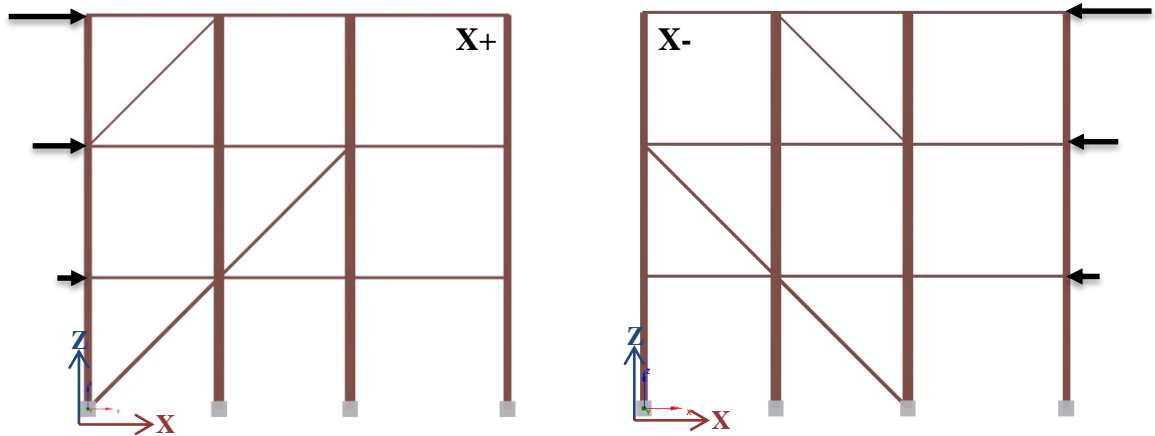
Epäsymmetrisellä rakenteella pelkkien vetositeiden vaikutus jaksonaikoihin on merkittävämpi kuin symmetrisellä (Kuva 7.26). Epäsymmetrisellä rakenteella voimapolut muuttuvat huomattavasti enemmän kuin symmetrisellä johtuen porrastornissa olevista siteistä. Tämän myötä rakenteen jäykkyys laskee enemmän epäsymmetrisellä rakenteella kuin symmetrisellä.



Kuva 7.26. Eri mallinnustapojen vaikutus epäsymmetrisen rakenteen jaksonaikaan

7.2.5 Korvausvoimamenetelmä

Korvausvoimat laskettiin X-suuntiin ottaen huomioon vain puristussiteet (Kuva 7.27) kaavan (94) mukaisesti. Y-suunnan laskennassa käytettiin puristus-vetositeitä.



Kuva 7.27. Laskentamalli riippuen kuormitus suunnasta

Taulukko 19. Symmetrisen rakenteen perustusleikkauksen määrittäminen

$$m = 1\,178,38\,t$$

$$\lambda = 1,0$$

$$T_{1,Y} = 0,778\,s \rightarrow S_{d,Y} = 0,918\,m/s^2 \rightarrow F_{b,Y} = 1\,081,22\,kN$$

$$T_{1,X+} = 1,089\,s \rightarrow S_{d,X+} = 0,654\,m/s^2 \rightarrow F_{b,X+} = 770,80\,kN$$

$$T_{1,X-} = 1,134\,s \rightarrow S_{d,X-} = 0,625\,m/s^2 \rightarrow F_{b,X-} = 736,80\,kN$$

Taulukko 20. Epäsymmetrisen rakenteen perustusleikkauksen määrittäminen

$$m = 1\,198,27\,t$$

$$\lambda = 1,0$$

$$T_{1,Y} = 0,819\,s \rightarrow S_{d,Y} = 0,872\,m/s^2 \rightarrow F_{b,Y} = 1\,045,16\,kN$$

$$T_{1,X+} = 1,656\,s \rightarrow S_{d,X+} = 0,428\,m/s^2 \rightarrow F_{b,X+} = 513,06\,kN$$

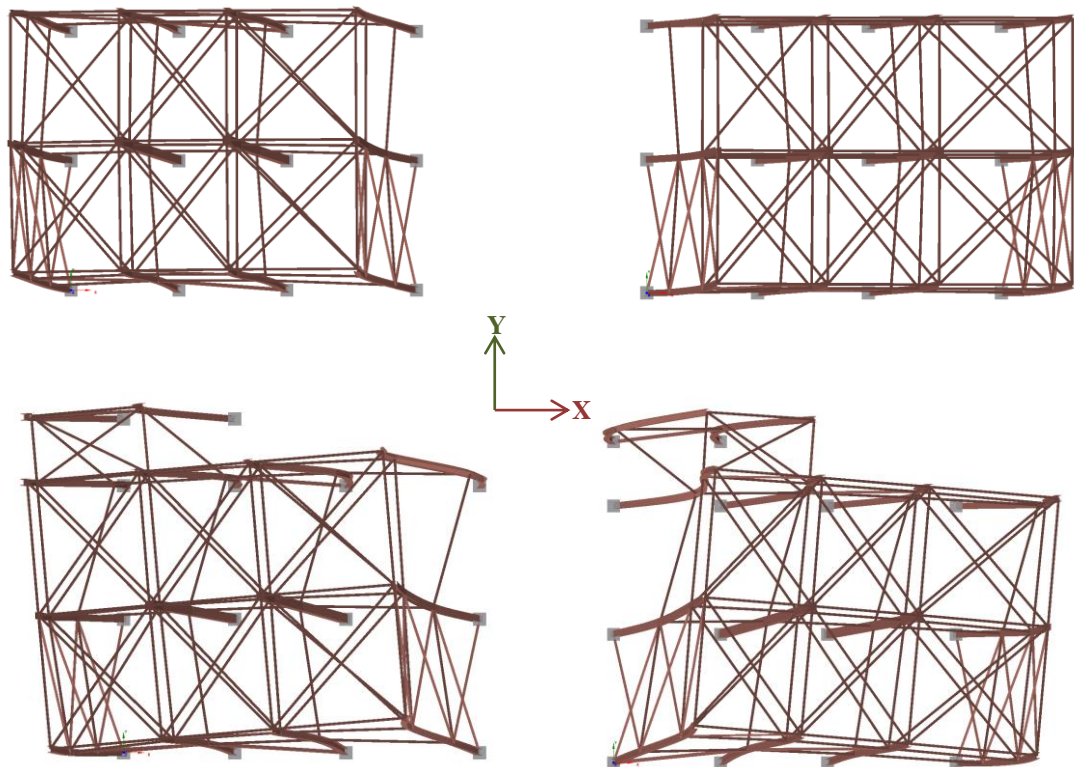
$$T_{1,X-} = 1,668\,s \rightarrow S_{d,X-} = 0,426\,m/s^2 \rightarrow F_{b,X-} = 510,78\,kN$$

Korvausvoimien jakauma pystysuunnassa rakenteelle suoritetaan kaavan (51) mukaisesti rakenteella. Lasketut perustusleikkaukset on taulukoitu (Taulukko 21). Analyysissä käytettiin kuormitusyhdistelmää $1,0D + 1,0L \pm 1,0E_X + 0,3E_Y$.

Taulukko 21. Leikkausvoima perustuksilla korvausvoimamenetelmällä

Rakenne	Suunta	
	X+ [kN]	X- [kN]
Symmetrinen	771	-737
Epäsymmetrinen	513	-511

Symmetrinen rakenne ei väännä, mutta epäsymmetrisessä on selvästi havaittavissa vääntöä (Kuva 7.28).



Kuva 7.28. Rakenteiden siirtymät korvausvoimamenetelmällä (100ertainen skaalaus)

7.2.6 Vastespektrimenetelmä

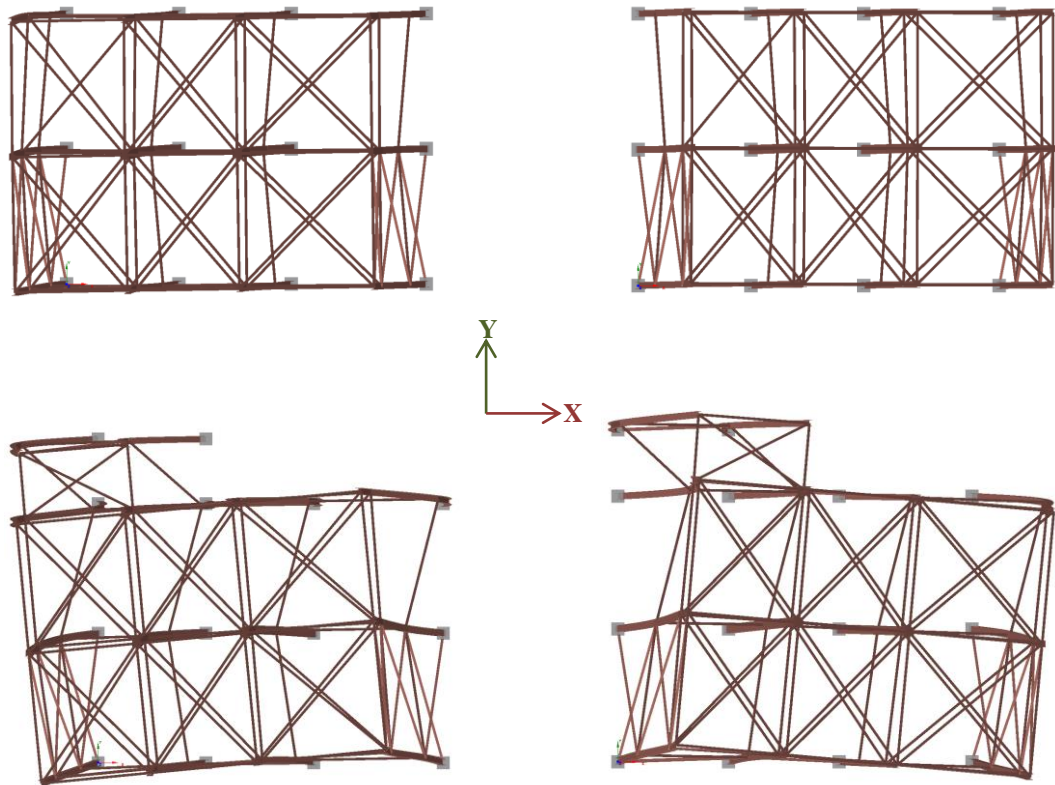
Vastespektrianalyysissä käytettiin suunnitteluspektriä (Kuva 7.17). Analyysiin otettiin mukaan 10 ensimmäistä muotoa. Analyyseissä oli mukana X-suunnassa vain puristussiteet ja Y-suunnassa sekä puristus- että vetositeet, kuten korvausvoimamenetelmässä.

Lasketut perustusleikkaukset on taulukoitu (Taulukko 22). Analyyseissä käytettiin kuormitusyhdistelmää $1,0D + 1,0L \pm 1,0E_X + 0,3E_Y$. Käytetty yhdistelymenetelmä oli CQC (57).

Taulukko 22. Leikkausvoima perustuksilla vastespektrimenetelmällä

Rakenne	Suunta	
	X+ [kN]	X- [kN]
Symmetrinen	767	-735
Epäsymmetrinen	519	-538

Vastespektrimenetelmästä saatavat siirtymät eivät sisällä etumerkkiä ja ne piirretään käyttäen päämuodosta saatavaa etumerkkiä, jolloin päädytään arvioon todellisesta siirtymämuodosta (Kuva 7.29).



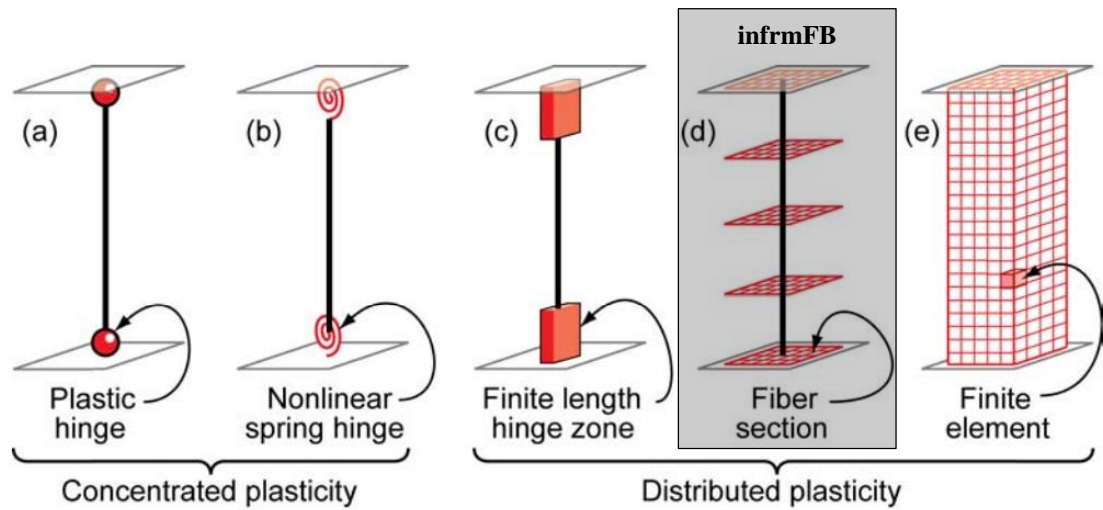
Kuva 7.29. Rakenteiden "siirtymät" vastespektrimenetelmällä (100 kertainen skaalaus)

7.2.7 Epälineaarinen malli

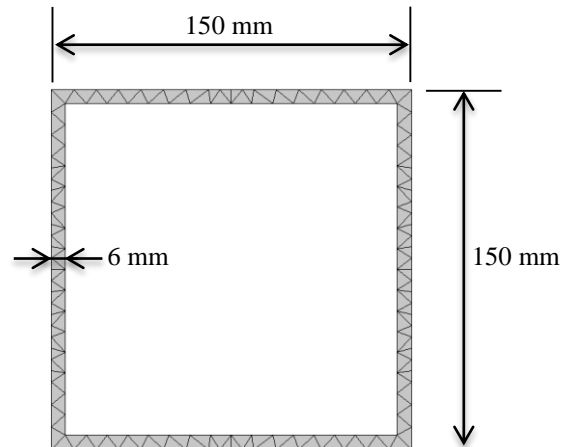
Keskeisen sidejärjestelmän epälineaarinen analyysi tarvitsee geometriaan alkuhäiriötä, jotka mahdollistavat osien nurjahduksen puristettuina. Alkuhäiriöiden lisäksi poikkileikkauksen tulee kyetä plastisoitumaan. Materiaalimallin tulee siten olla epälineaarinen, mutta lisäksi elementin pitää tukea epälineaarista materiaalia.

Plastisoituvien osien (pilarit ja X-suunnan siteet) mallinnuksessa käytettiin epälineaarisia voima-pohjaisia kehäelementtejä (inelastic force-based frame element, infrmFB, Kuva 7.30), sillä käytettävistä elementtityypeistä ne kuvaavat parhaiten osan käyttäytymistä [22]. Lisäksi valittu elementtityyppi pystyy kuvaamaan plastisoitumista koko elementin matkalla eikä lisää mallin vapausasteiden määrää kuten kuori- ja solidielementit tekevät. Voima-pohjaisessa kehäelementissä poikkileikkaus koostuu säikeistä (Kuva 7.31), joiden tilaa lasketaan materiaalimallin (Kuva 7.32) mukaisesti useissa integrointipoikkileikkauksissa (5 kpl). Näiden säikeiden ja leikkausten perusteella

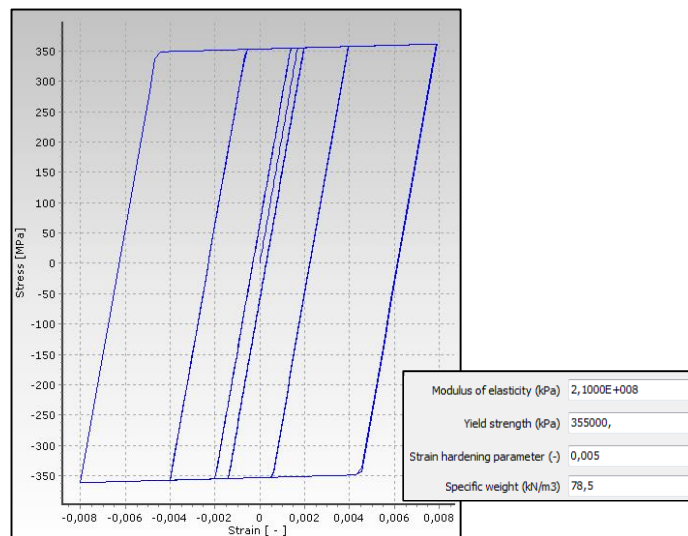
elementille lasketaan aina uusi ekvivalentti jäykkyys, jota sovelletaan FE-mallin ratkaisussa.



Kuva 7.30. Pilari-Palkin epälineaariset elementit [18]

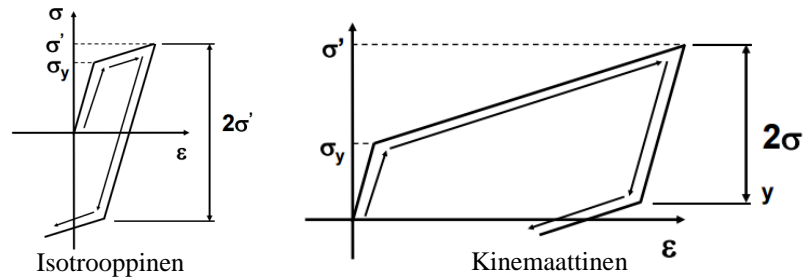


Kuva 7.31. Siteen poikkileikkauksen (WB150x6) jako säikeisiin (152 kpl)



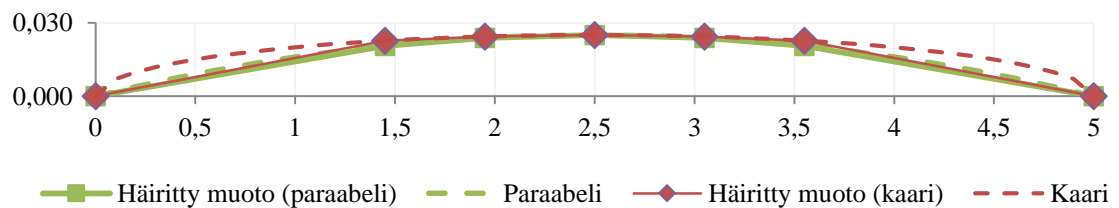
Kuva 7.32. Siteissä käytetty kinemaattinen bi-lineaarinen materiaalmalli

Siteiden mallinnuksessa käytetty materiaalmalli on kinemaattinen (Kuva 7.33) bi-lineaarinen materiaalmalli (Kuva 7.32), jonka syklisessä kuormituksessa sitoma energia on pienempi kuin isotrooppisen materiaalin. Ideaaliplastisessa materiaalissa isotrooppisella ja kinemaattisella materiaalmallilla ei ole eroa, sillä näillä $\sigma_{\max} = \sigma_y$. Käytetty materiaalmalli (Kuva 7.32) on käytännössä ideaaliplastinen, lievä myötälujittuminen on mukana parantamassa laskennan konvergointia.

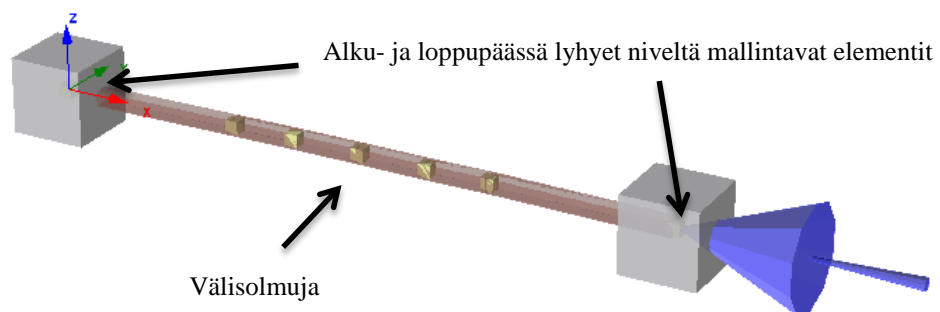


Kuva 7.33. Isotrooppinen ja kinemaattinen bi-lineaarinen materiaalmalli

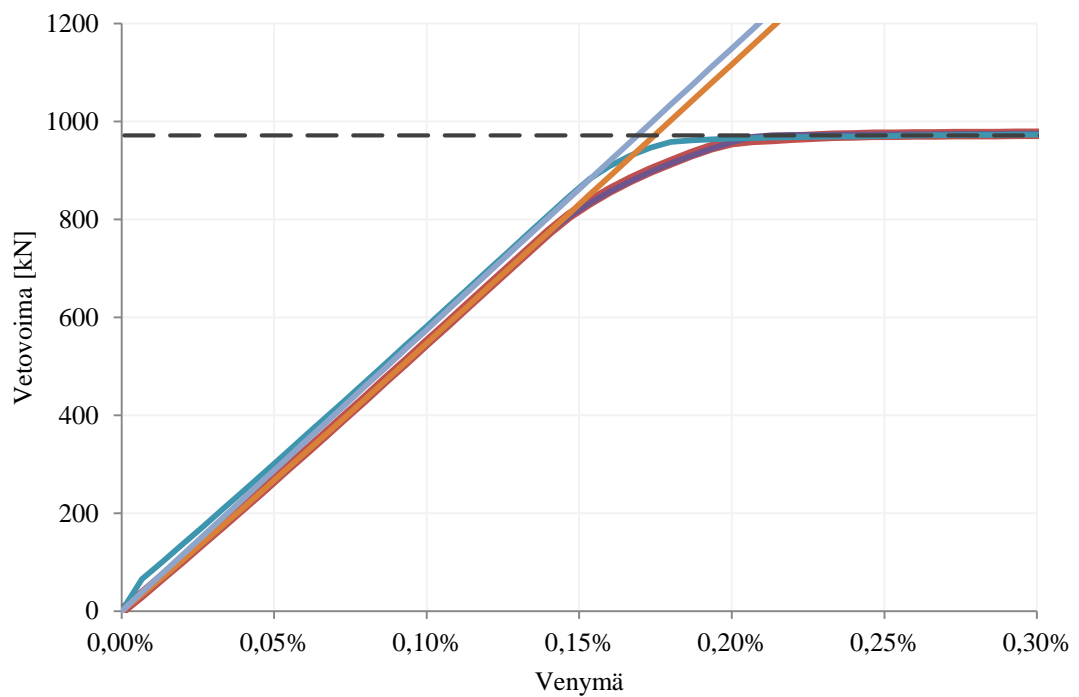
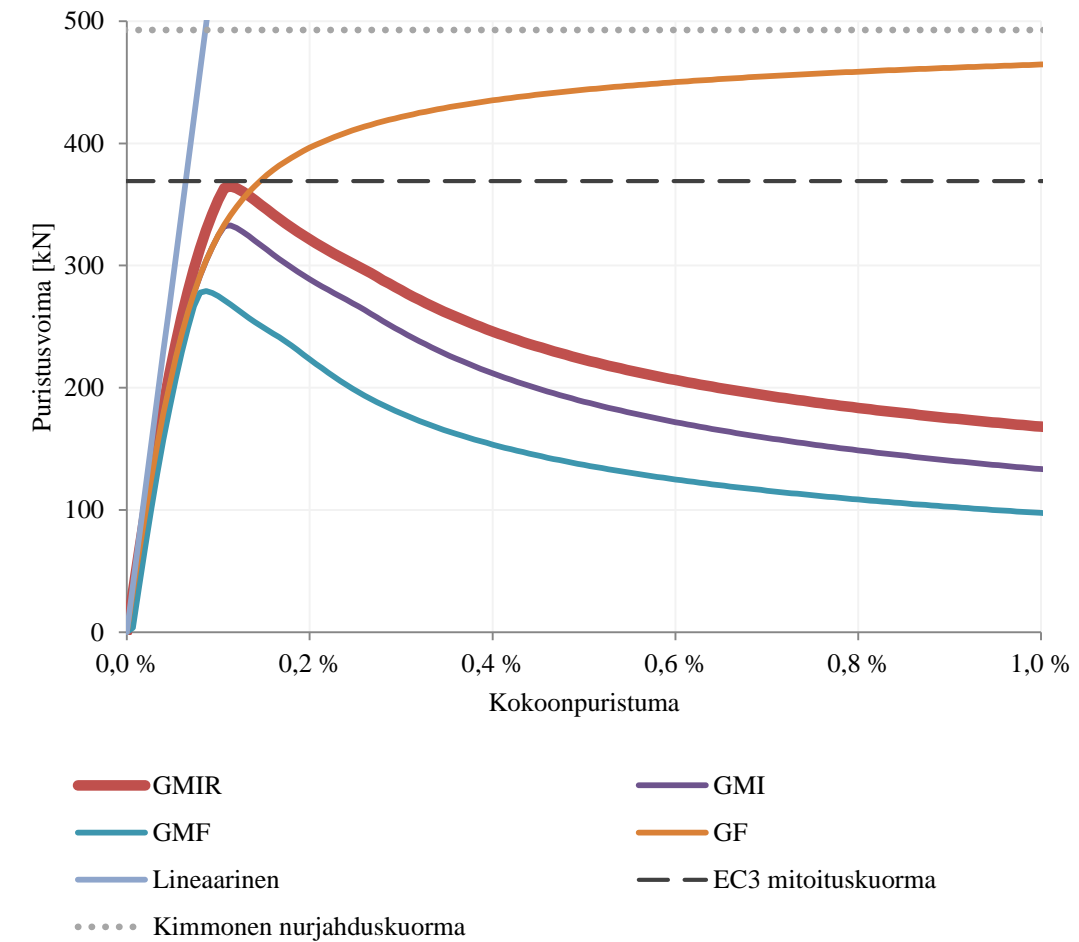
Vain X-suunnan siteille mallinnettiin alkukaarevuus ($L/200$), joka on EN 1993-1-1:2004 mukainen alkuhäiriö plastiseen analyysiin siteiden hitsatulle koteloille. Alkuhäiriöt mallinnettiin paraabelina (Kuva 7.34). Siteille tehtiin lisää solmuja elementin keskialueelle (Kuva 7.35), jotta plastinen nurjahdus on mahdollinen. Lisäksi siteiden päihin lisättiin lyhyet lineaariset palkkielementit kuvaamaan niveliä. Näillä elementeillä oli suuri puristus- ja vääntöjäykkyys, mutta pieni taivutusjäykkyys laskennan konvergoinnin parantamiseksi. Tuloksena saatiin mallinnustapa, joka antaa lähelle eurokoodin mukaisia kestävyyskäyriä (Kuva 7.36).



Kuva 7.34. Alkukaarevan 5 m siteen solmujen häiriöt ($L/200$)



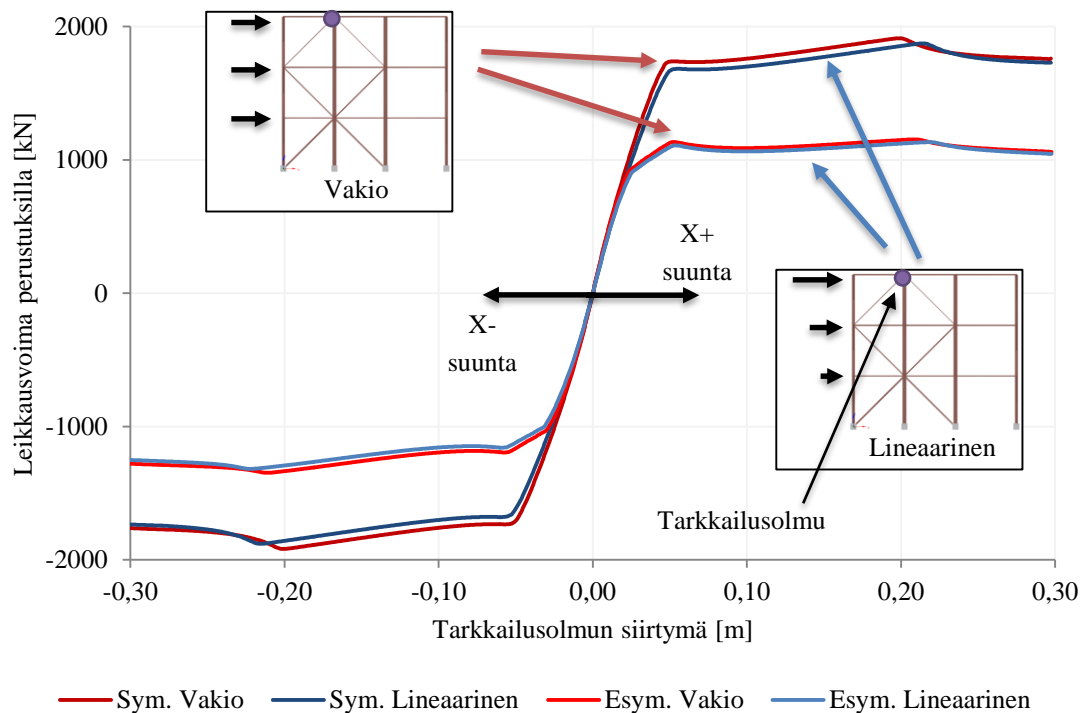
Kuva 7.35. Puristetun siteen FE-malli



Kuva 7.36. Siteen käyttäytyminen eri mallinnustavoilla (epälineaarisuudet: *G*=geometria, *M*=materiaali, muut merkinnät: *I*=alkuhäiriöt geometrialla, *F*=alkuhäiriöt voimalla, *R*=nivelpautus lyhyillä elementeillä)

7.2.8 PushOver-menetelmä

Rakenteen kapasiteettikäyrä määritettiin vakio- ja lineaarisella kuormitusjakaumalla (Kuva 7.37). Puristussiteiden nurjahtaessa rakenteen jäykkyys pienenee merkittävästi, kunnes rakenne menettää kantokykynsä lopulta vetositeiden myötäessä. Rakenteella vaikutti koko kapasiteettikäyrän määrittymisen ajan lisäksi dead- ja live-kuormitukset.

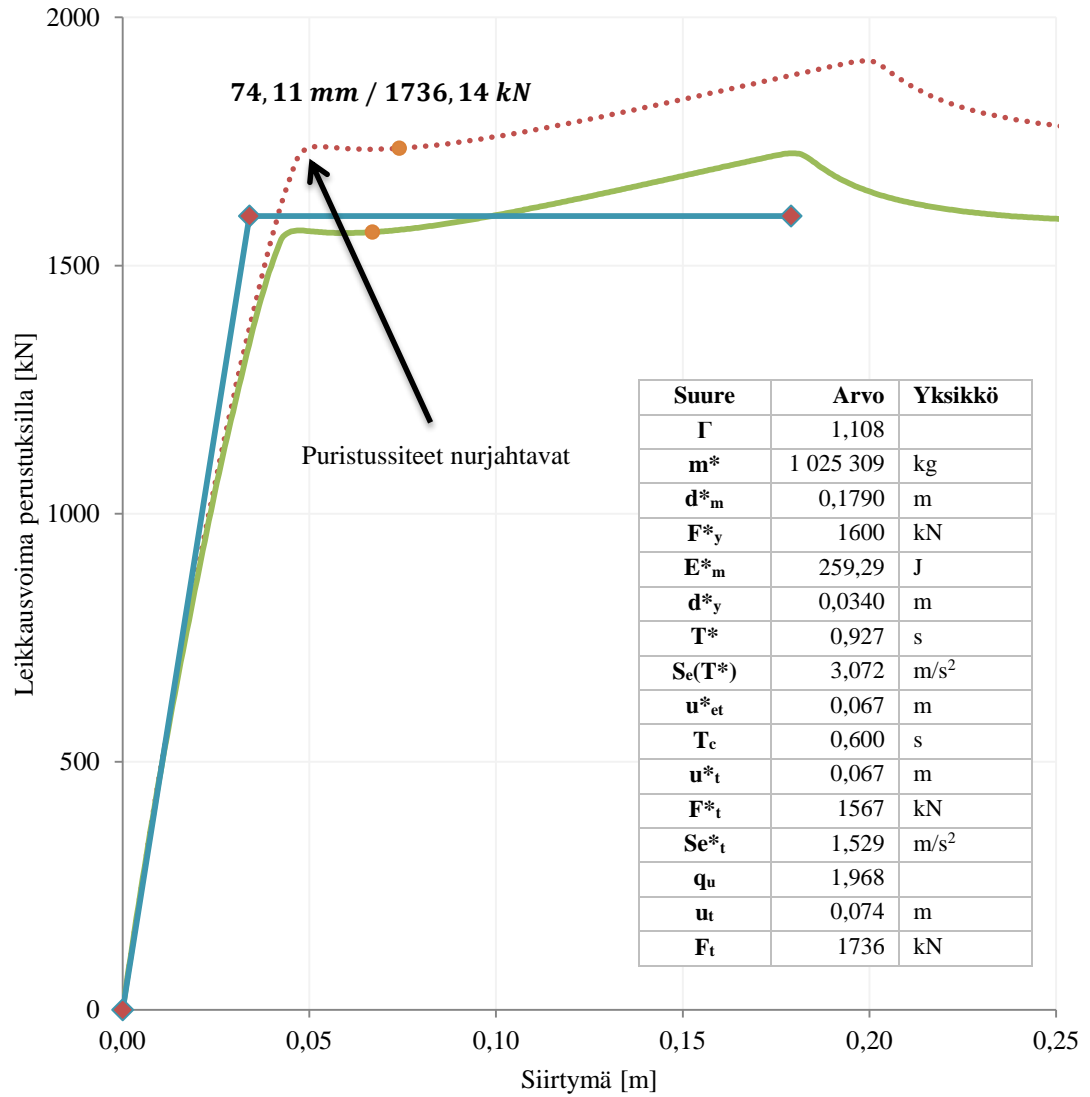


Kuva 7.37. Kapasiteettikuvaajat rakenteille vakio ja lineaarisella kuormituksella

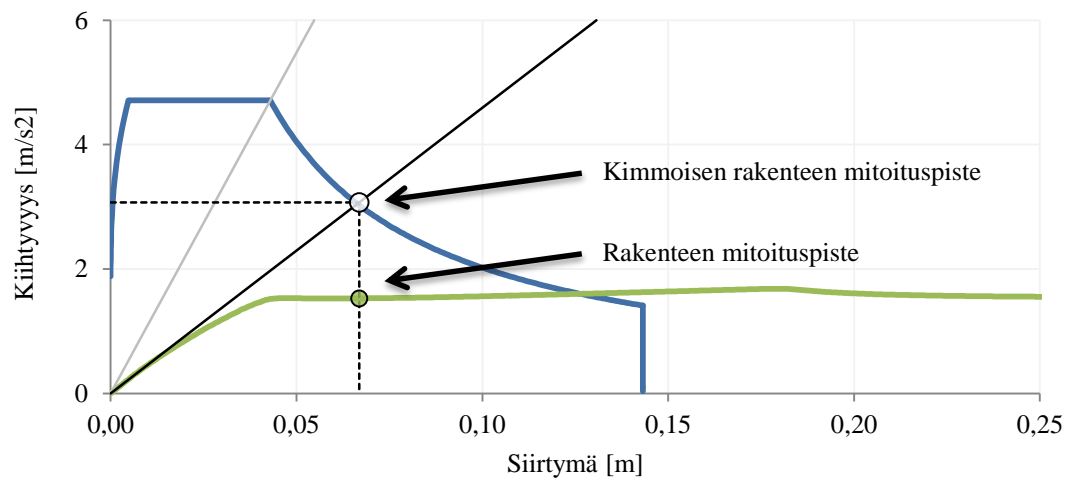
Epäsymmetrisellä rakenteella kapasiteettikuvaajassa (Kuva 7.37) on useampi taite kuin symmetrisellä rakenteella. Ensimmäinen taite johtuu porrastornin siteen nurjahtamisesta, joka lisää rakenteeseen kohdistuvaa vääntöä. Jälkimmäinen taitepiste aiheutuu ulkoseinäsiteiden nurjahtamisesta (Kuva 7.40). Symmetrisellä rakenteella on huomattavissa vain yksi taite, jossa siteet nurjahtavat, mikä voidaan havaita lisäksi siirtymäkuvasta (Kuva 7.39). Tuloksien saamiseksi tehtiin esitetyn laskennan lisäksi molempiin (X+ ja X-) suuntaan kaksi (vakio ja lineaarinen kuormitus), mutta laskennasta esitettiin symmetriselle rakenteelle suurimman tuloksen antava (Kuva 7.38). Lasketut perustusleikkaukset on taulukoitu (Taulukko 23).

Taulukko 23. Leikkausvoima perustuksilla PushOver-menetelmällä

Rakenne	Suunta	
	X+ [kN]	X- [kN]
Symmetrinen	1736	-1734
Epäsymmetrinen	1094	-1183

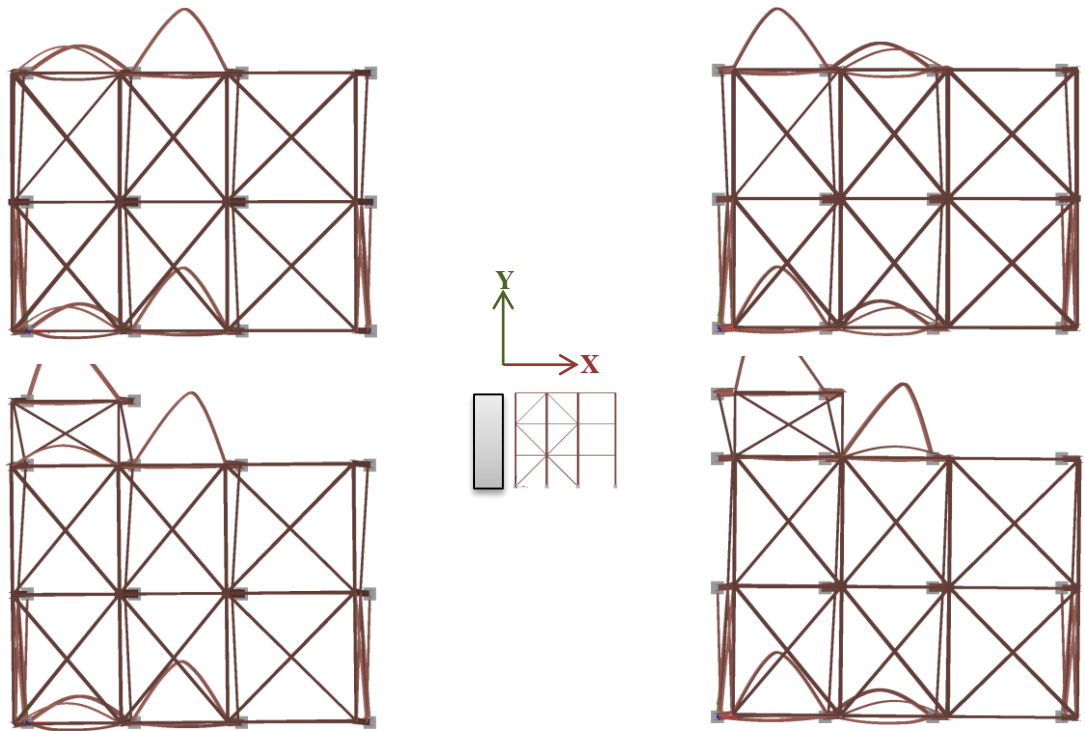


..... MDOF — Ekvivalentti SDOF —◆— Idealisoitu SDOF ● Mitoituspiste

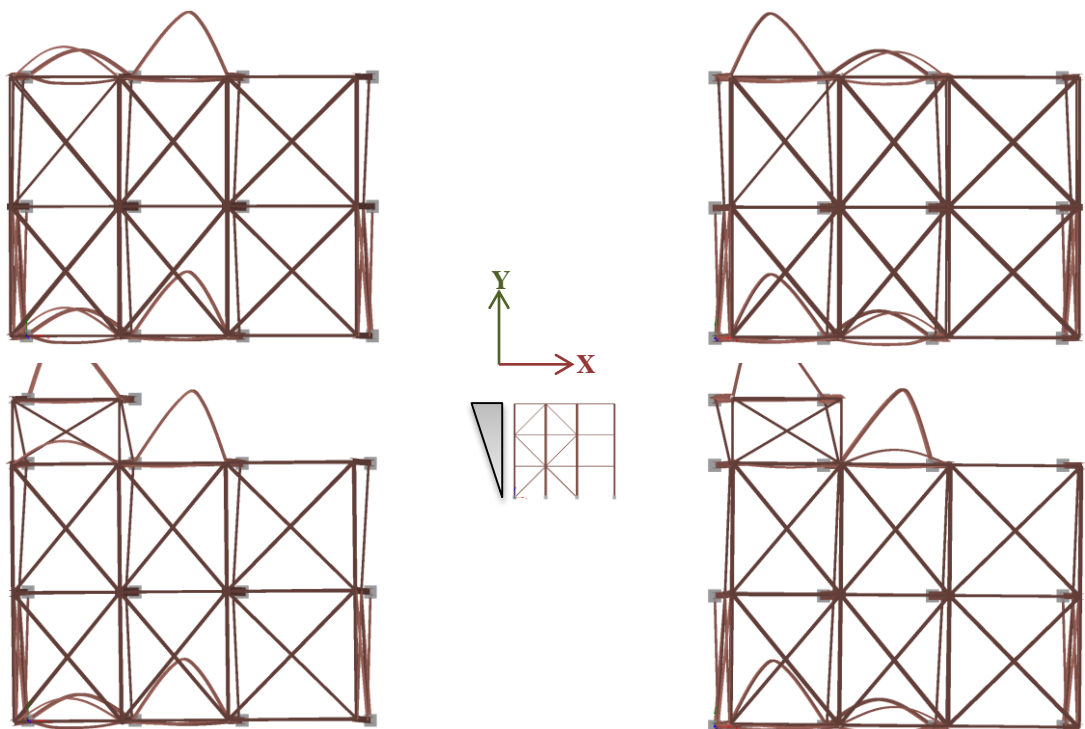


— Kimmoisen kiihtyvyysspektri — Ekvivalentti SDOF ● Mitoituspiste — T_c — T^*

Kuva 7.38. Tavoitesiiirtymän määrittäminen



Kuva 7.39. Rakenteiden siirtymät vakiokuormalla



Kuva 7.40. Rakenteiden siirtymät lineaarisella kuormalla

7.2.9 Epälineaarinen aikahistoriamenetelmä

Rakenteella käytettiin viittä erillistä suunnitteluspektriin sovitettua herätettä (Kuva 7.18) X suuntaan ja viittä erillistä sovitettua herätettä Y suuntaa. Y-suuntaan vaikuttavat herätteet sovitettiin samalle kiihtyvyysspektrille kuin X-suunnan, mutta ne vaikuttivat vain 0,3 suuruusina, jolla otettiin huomioon kuormitusyhdistelmä $1,0D + 1,0L + 1,0E_x + 0,3E_y$. Rakenteella vaikutti koko aikahistoria-analyysin ajan dead- ja live-kuormat.

Säännölliselle ja epäsäännölliselle rakenteiden vasteet laskettiin kaikkien aikahistorioiden aika-askelilla (Kuva 7.41 ja Kuva 7.42). Näistä tuloksista kerättiin hetkellisesti suurimmat leikkaukset jokaiselle herätteelle erikseen (Taulukko 24 ja Taulukko 25). Koska käytössä oli vain viisi herätettä, joudutaan näistä tuloksista käyttämään lopullisessa mitoituksessa suurimpia arvoja (Taulukko 26). Jos käytössä olisi ollut seitsemän tai enemmän herätteitä, voisi mitoituksen tehdä käyttäen tuloksien keskiarvoja (kappale 6.9).

Taulukko 24. Säännöllisen rakenteen leikkausvoima perustuksilla

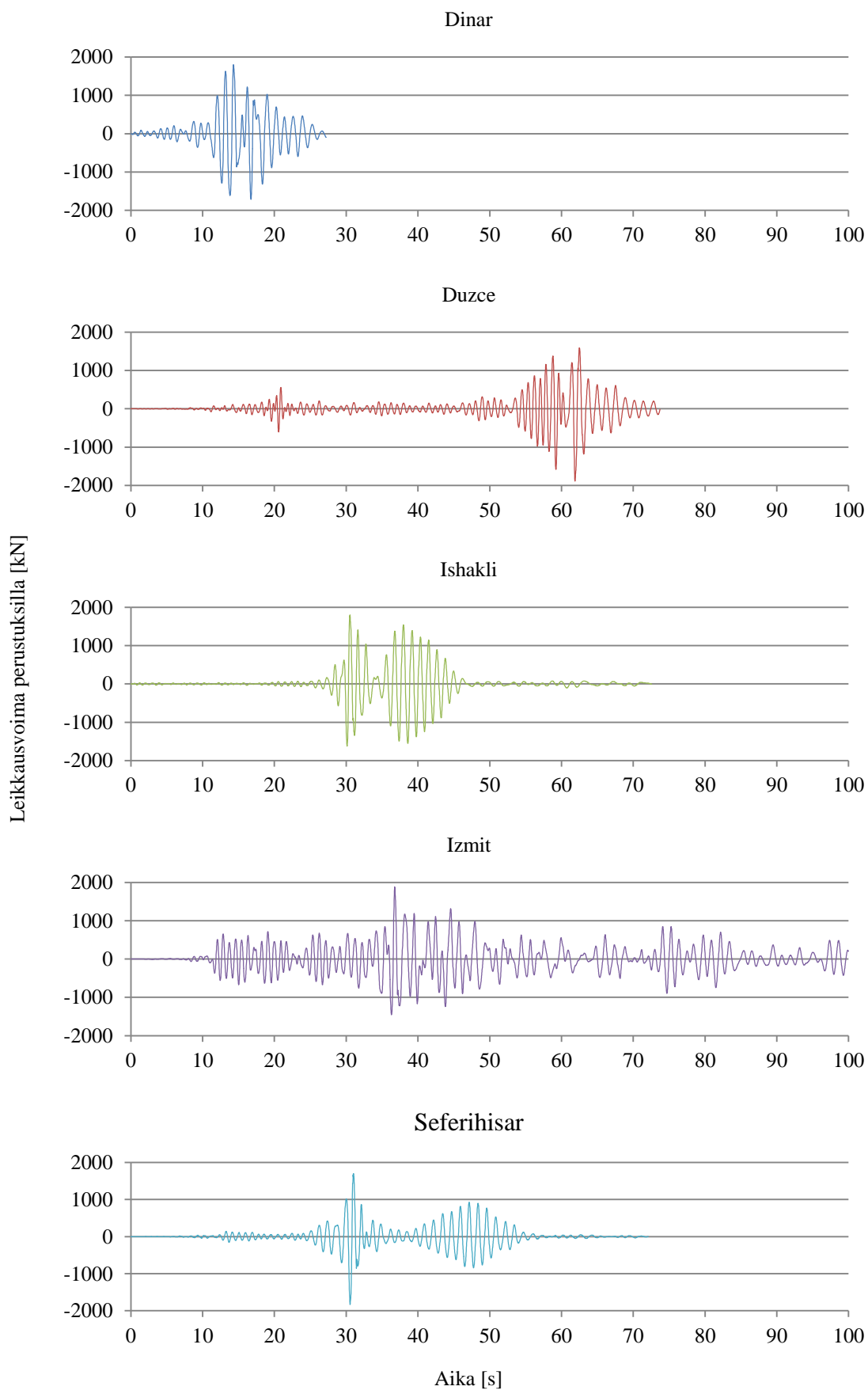
	Suunta	
Kiihtyvyyshistoria	X+ [kN]	X- [kN]
Dinar	1715,10	-1805,78
Duzce 1	1888,65*	-1590,73
Ishakli	1626,94	-1802,72
Izmit	1455,44	-1886,14*
Seferihisar	1836,14	-1701,15
Keskiarvo	1704,45	-1757,30
* Maksimi 	1888,65	-1886,14

Taulukko 25. Epäsäännöllisen rakenteen leikkausvoima perustuksilla

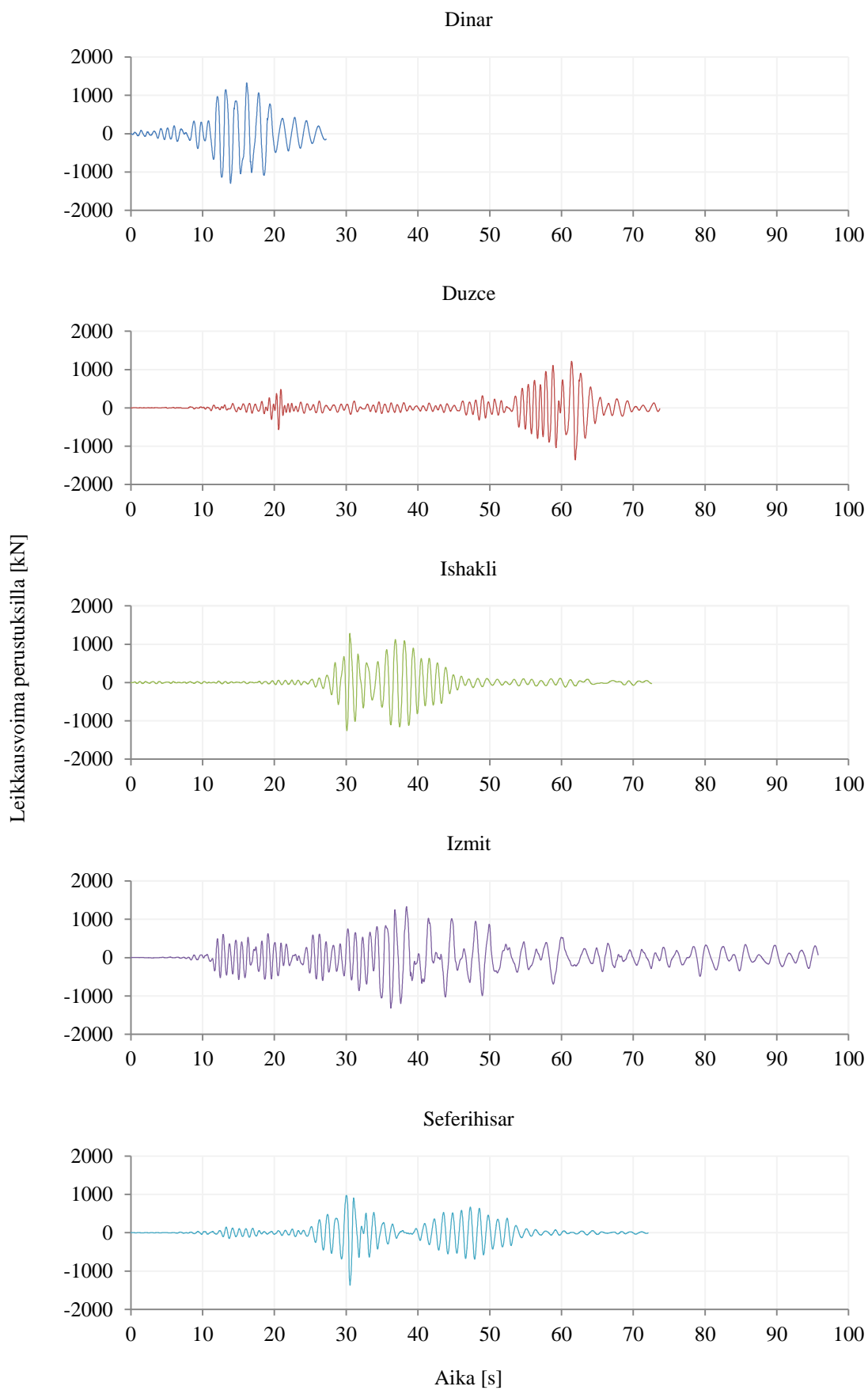
	Suunta	
Kiihtyvyyshistoria	X+ [kN]	X- [kN]
Dinar	1297,86	-1327,98
Duzce 1	1359,04	-1217,95
Ishakli	1262,04	-1217,95
Izmit	1319,62	-1332,31*
Seferihisar	1373,26*	-978,26
Keskiarvo	1322,44	-1227,86
* Maksimi 	1373,26	-1332,31

Taulukko 26. Leikkausvoima perustuksilla epälineaarilla aikahistoriamenetelmällä

	Suunta	
Rakenne	X+ [kN]	X- [kN]
Symmetrinen	1889	-1886
Epäsymmetrinen	1373	-1332



Kuva 7.41. Säännöllisen rakenteen leikkausvoimat perustuksilla

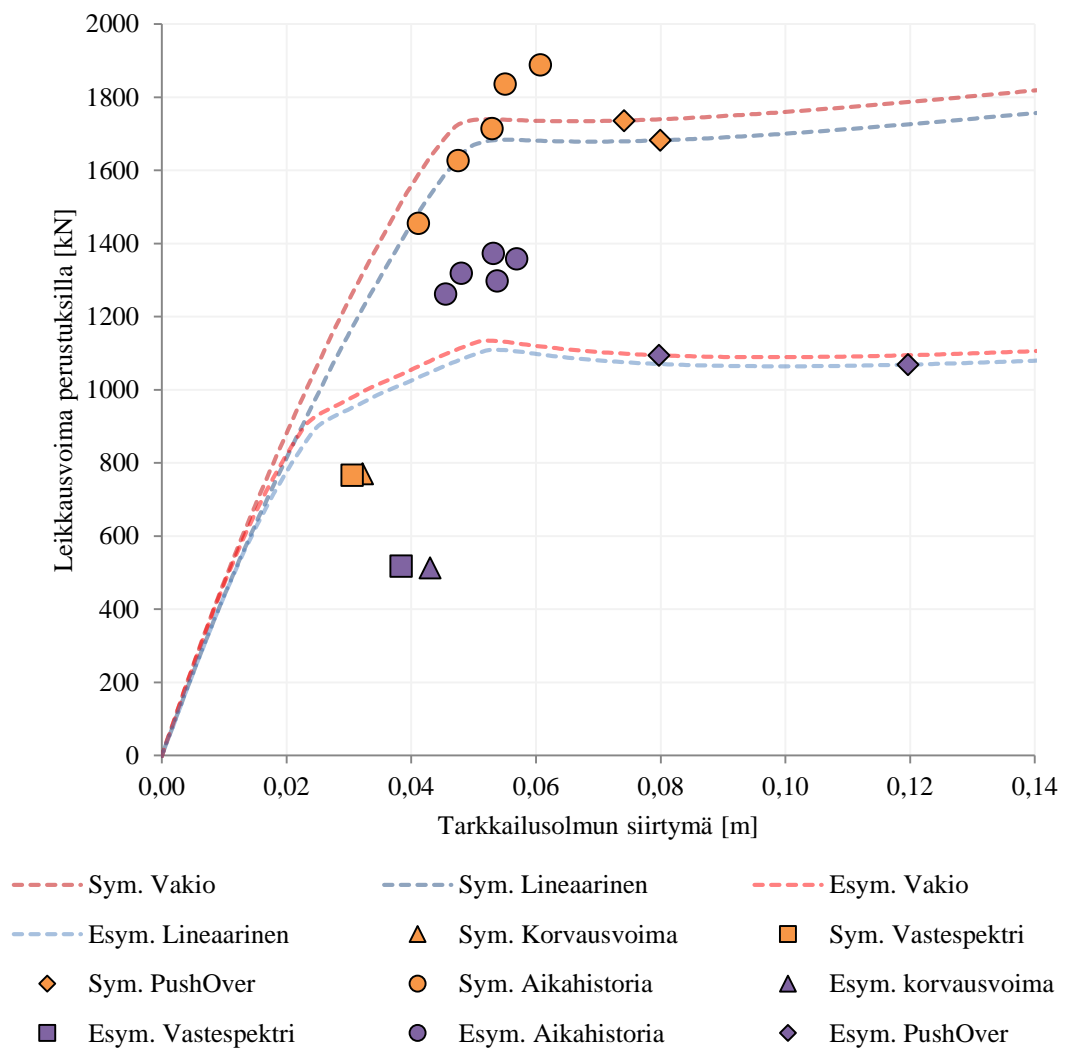


Kuva 7.42. Epäsäännöllisen rakenteen leikkausvoimat perustuksilla

7.2.10 Yhteenveto

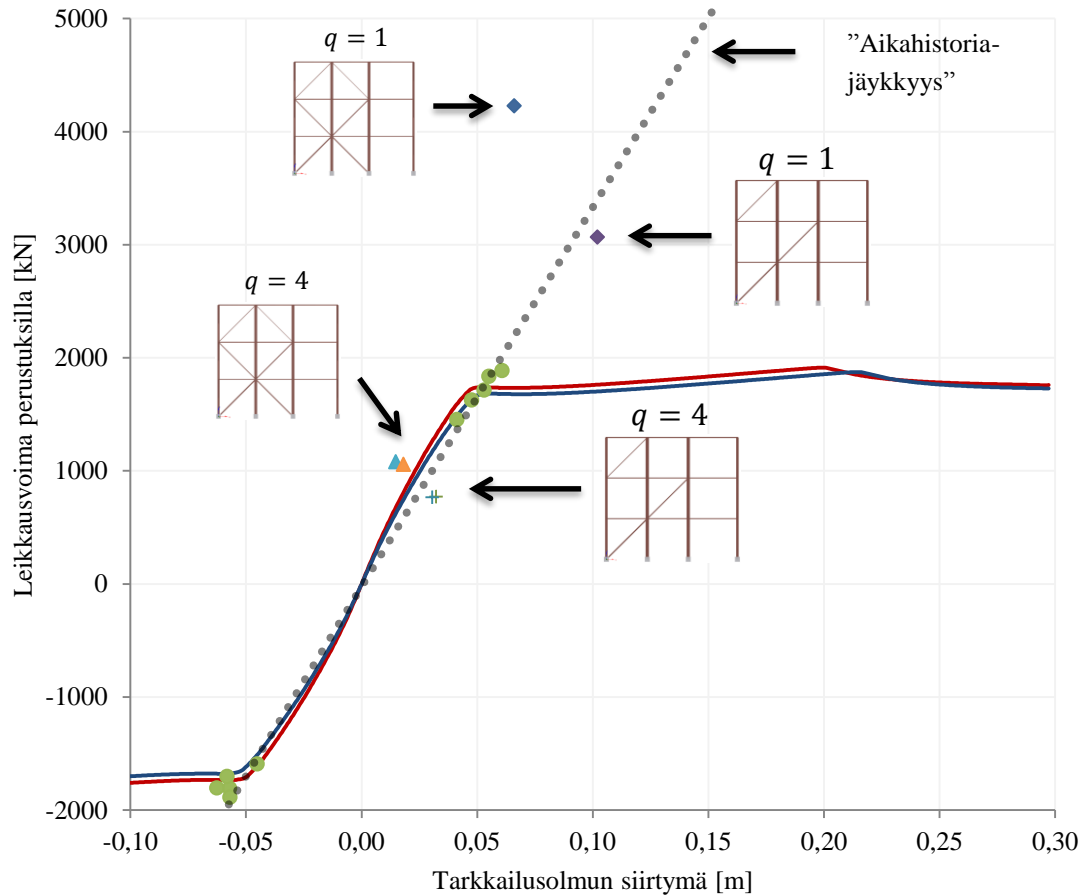
Lineaarisilla menetelmillä saavutetut tulokset vastaavat symmetrisellä ja epäsymmetrisellä rakenteella toisiaan. Lineaaristen ja epälineaaristen menetelmien tuloksissa on suurta eroa (Kuva 7.43). Tämän perusteella kyseisellä rakenteella ei ole perusteltua käyttää vasteenmuokkaustekijällä q arvoa neljä. PushOver-menetelmässä (Kuva 7.38) määritettiin lineaarisen ja epälineaarisen vasteen suhteeksi $q_u = 2,0$. Tämä olisi rakenteella parempi arvo vasteenmuokkaustekijälle, sillä korvausvoima- ja vastespektrimenetelmä antavat noin kaksi kertaa suurempia tuloksia (Kuva 7.43).

PushOver-menetelmässä pitäisi epäsymmetrisillä rakenteilla kasvattaa väännön vaikutuksia [11]. Tämä voidaan huomata tuloksista, sillä PushOver-menetelmä antaa pienempiä tuloksia kuin aikahistoriamenetelmä epäsymmetriselle rakenteelle. Symmetrisellä rakenteella tulokset ovat yhtenäisemmät.



Kuva 7.43. Analyysimenetelmien tulokset symmetriselle ja epäsymmetriselle rakenteelle

PushOver-menetelmän tuloksista (Kuva 7.38) voitiin nähdä, että rakenteen puristussiteet nurjahtavat mitoitusasteessa. Kun rakenteen aikahistoria-analyysin perusteella piirretään sovitettu ”aikahistoriajäykkyys” (Kuva 7.44), päädytään jäykkyyteen joka vastaa paremmin lineaarista mallia, jossa vain puristussiteet otetaan huomioon. Vain vetositeiden käyttö lineaarisissa analyyseissä antaa hyvän arvion rakenteen todellisesta jäykkyydestä maanjäristyksessä esimerkkirakenteella, kuten lähde [8] ohjeistaa.

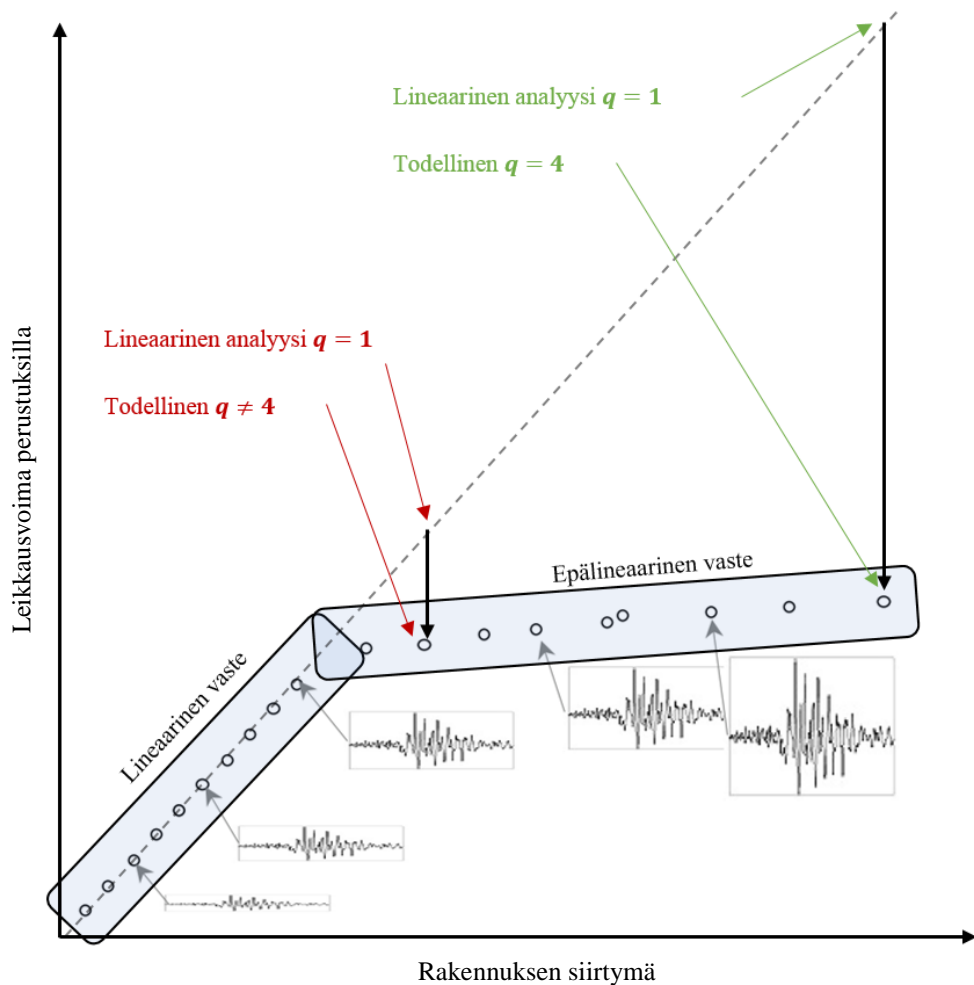


Kuva 7.44. Puristussiteiden vaikutus lineaarisessa analyysissä

8 YHTEENVETO

Seismiset analyysimenetelmät tarvitsevat rakenteen dynaamisten ominaisuuksien tuntemista ja huomioon ottamista. Lineaarisia analyyseja ja vasteen muokkaustekijää voidaan käyttää kohteissa, joissa rakenteen sitkeästä käyttäytymisestä voidaan varmistua. Jos rakenteen vaste on lineaarinen, ei vasteenmuokkaustekijän soveltamiselle ole perustetta.

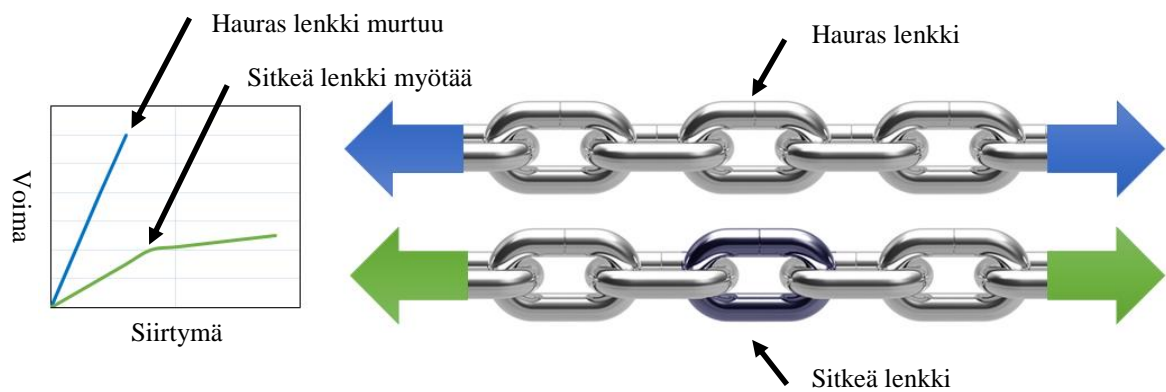
Rakenteen toimiessa täysin kimmoisella alueella maanjäristyksen kasvaminen kasvattaa samassa suhteessa rakenteen kuormitusta (Kuva 8.1). Rakenteen käyttäytyminen muuttuu epälineaariseksi alueella eikä kuormien kasvaminen ole enää suoraan suhteessa maanjäristyksen kasvamiseen. Tällä alueella vasteenmuokkaustekijän käyttö on perusteltua.



Kuva 8.1. Rakenteen käyttäytyminen eri suuruisissa maanjäristyksissä

Tyypillisesti kuormat, kuten laitteet ja lumi, mielletään rakenteelle voimina. Maanjäristys tulisi mieltää rakenteen kattotason pakkosiirtymänä; mitä jäykempi rakenne, sitä suuremmat kuormat. Rakenteen dynaamiset ominaisuudet riippuvat pitkälti massasta ja jäykkyydestä. Massa koostuu usein rakenneosista, laitteista ja muista hyötykuormista, joten siihen ei voida juuri vaikuttaa. Jäykkyys muodostuu suunnittelijan valitsemista rakenteista.

Hyvän lopputuloksen takaamiseksi jäykistysjärjestelmä tulee suunnitella sitkeäksi. Oikein suunnitellun jäykistysjärjestelmän myötä maanjäristyksestä rakenteelle aiheutuvat rasitukset voivat olla huomattavasti pienemmät kuin liian jäykän ja hauraan jäykistysjärjestelmän (Kuva 8.2). Jäykistysjärjestelmässä tulee olla uhrautuvia osia, jotka mahdollistavat hallitun myötömekanismin rakenteelle. Usein jäykistysjärjestelmällä on voimapohjaisen suunnittelun lisäksi uhrautuviin osiin perustuvia kapasiteettipohjaisia mitoitusehtoja. Näillä varmistetaan rakenteelle suunniteltu myötöjärjestys ja hallitusti sitkeä toiminta.



Kuva 8.2. Kapasiteettisuunnittelun perusta

Seisminen rakennesuunnittelu on monivaiheinen prosessi aina esisuunnittelusta detaljeihin asti. Vaikka analyysimenetelmät (Liite A) ovat vain yksi vaihe seismistä rakennesuunnittelua, niiden oikea soveltaminen luo perustan onnistuneelle lopputulokselle.

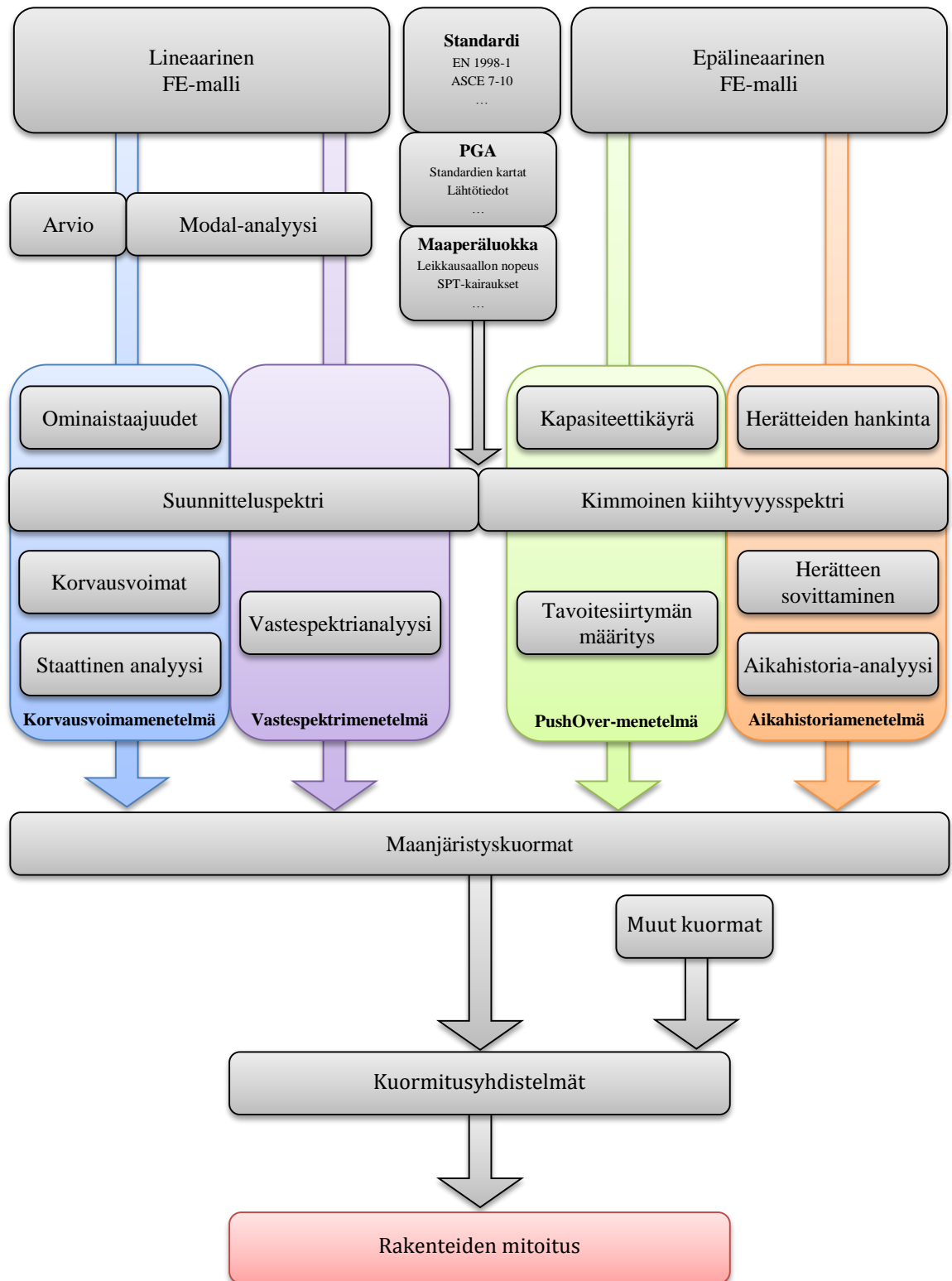
LÄHTEET

- [1] Antoniou, S., Pinho, R., Displacement-Based Adaptive Pushover, Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes, Greece, 22-24 June, 2009
- [2] Bommer, J.J., Stafford, P.J., Alarcón, J.E., Akkar, S., The Influence of Magnitude Range on Empirical Ground-Motion Prediction, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, No. 6, pp. 2152-2170, December 2007
- [3] Chopra, A.K., Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rd ed., Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 2007
- [4] Cook, R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E., Witt, R.J., Concepts and Applications of Finite Element Analysis, 4th ed., John Wiley & Sons Inc., Madison, Wisconsin, 2002
- [5] Cruz, E., Garcia, R., Vera, G., Valdivia, D., 2008. An evaluation of simplified analysis model for the earthquake response of a coal fired boiler and its steel support structure. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.
- [6] De Luca, F., Iervolino, I., Cosenza, E., Unscaled, Scaled, Adjusted, and Artificial Spectral Matching Accelerograms: Displacement- and Energy-based Assessment, 13th Conference of Earthquake Engineering by ANIDIS, Bologna, Italy, June 28 – July 2, 2009
- [7] Earthquake Hazards Program, U.S. Geological Survey, 2015. Saatavissa: <http://earthquake.usgs.gov/>
- [8] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European committee for standardization, EN 1998-1:2004, Brussels, Germany, 2004
- [9] Fajfar, P., A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake Spectra, Vol. 16, No.3, pp. 573-592, August 2000
- [10] Fajfar, P., Fischinger, M., N2 – A method for non-linear seismic analysis of regular buildings, The 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, August 2-9, 1988

- [11] Fajfar, P., Marušić, D., Peruš, I., The Extension of the N2 Method to Asymmetric Buildings, Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures, Thessaloniki, Greece, 22-27 August, 2005
- [12] Fardis, M.N., Carvalho, E., Einashai, A., Faccioli, E., Pinto, P., Plumier, A., Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Thomas Telford Publishing, London, England, 2005
- [13] Gupta, A.K., Response spectrum method – In Seismic Analysis and Design of Structures, Blackwell Scientific Publications, Cambridge, England, 1990
- [14] Hancock J., Watson-Lamprey J., Abrahamson N.A., Bommer J.J., Markatis A., McCoy E., Mendis R. An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 10 pp. 67–89, September 2008
- [15] Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency, FEMA 440, Washington, USA, 2005
- [16] Mechanical APDL Theory Reference, ANSYS Inc., 2015. Saatavissa: <https://support.ansys.com/> > Knowledge Resources > Online Documentation > Structural Mechanics > ANSYS Mechanical APDL > Mechanical APDL Theory Reference
- [17] Natural Hazards Viewer, National Center for Environmental Information, 2015, Saatavissa: <http://maps.ngdc.noaa.gov/viewers/hazards/>
- [18] Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design – A Guide for Practicing Engineers, National institute of Standards and Technology, NIST GCR 10-917-5, San Francisco, USA, 2010
- [19] Perustietoa Maanjäristyksistä, Geotieteiden ja maantieteen laitos, Helsingin yliopisto, 2015. Saatavissa: <http://www.helsinki.fi/geo/seismo/maanjaristykset/tieto/magnitudi.html>
- [20] Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, FEMA 356, Washington, USA, 2000
- [21] Salmi, T., 23140 Rakenteiden Dynamiikka, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere, 2013

- [22] SeismoStruct 7.0.0 User Manual, Seismosoft Ltd, 2014. Saatavissa: http://www.seismosoft.com/Public/EditorUpload/Documents/SeismoStruct_User_Manual_en.pdf
- [23] Soderberg, E., Hsieh, J., Dix, A., Seismic guidelines for container cranes, Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering 2009 Conference, Oakland, California, June 28 – July 1, 2009
- [24] Suárez, L.E., Montejo, L.A., Generation of artificial earthquakes via the wavelet transform, International Journal of Solids and Structures, Vol. 42, No. 21-22, pp. 5905-5915, October 2005
- [25] Subramanian, K.V., Evolution of Seismic Design of Structures, Systems and Components of Nuclear Power Plants, ISET Journal of Earthquake Technology, Vol. 47, No. 2-4, pp. 87-108, June-December 2010
- [26] Vukobratović, V., Fajfar, P., A Method for Direct Determination of Inelastic Floor Response Spectrum, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 24-28 September, 2012
- [27] Yasui, Y., Yoshihara, J., Takeda, T., Miyamoto, A., Direct Generation Method for Floor Response Spectra, Structural Mechanics in Reactor Technology 12 Conference, Stuttgart, Germany, August 15-20, 1993

LIITE A: ANALYYSIMENETELMIEN ETENEMINEN



LIITE B: TEOLLISUUSRAKENNUKSEN JAKSONAJAT ERI MALLINNUSTAVOILLA

Muoto	Jaksonaika [s]	U	U	U	R	R	R
1	0,904	1,2 %	96,0 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,0 %
2	0,778	95,8 %	1,3 %	0,0 %	0,0 %	0,6 %	0,1 %
3	0,536	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	95,7 %
4	0,333	0,0 %	0,6 %	0,0 %	16,7 %	0,1 %	0,0 %
5	0,310	0,6 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	12,4 %	0,0 %
6	0,298	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
7	0,249	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,0 %
8	0,241	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	2,3 %	0,0 %
9	0,202	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
10	0,201	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
		97,7 %	97,9 %	0,2 %	17,9 %	15,3 %	96,0 %

Symmetrinen rakenne, veto- ja puristussiteet

Muoto	Jaksonaika [s]	U	U	U	R	R	R
1	0,907	5,1 %	91,9 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,0 %
2	0,846	91,5 %	5,3 %	0,0 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %
3	0,558	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	95,4 %
4	0,352	0,8 %	0,0 %	0,0 %	0,2 %	12,4 %	0,1 %
5	0,333	0,0 %	0,6 %	0,0 %	16,6 %	0,1 %	0,0 %
6	0,298	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
7	0,264	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	0,0 %
8	0,250	0,0 %	0,1 %	0,1 %	0,5 %	0,0 %	0,0 %
9	0,209	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	0,5 %
10	0,203	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
		97,6 %	97,9 %	0,1 %	17,9 %	13,3 %	96,1 %

Symmetrinen rakenne, veto- ja puristussiteet + alkuhäiriöt

Muoto	Jaksonaika [s]	U	U	U	R	R	R
1	1,089	96,8 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %
2	0,904	0,1 %	97,0 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,0 %
3	0,616	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	0,0 %	95,4 %
4	0,395	1,1 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	12,2 %	0,2 %
5	0,336	0,0 %	0,6 %	0,0 %	16,5 %	0,0 %	0,1 %
6	0,298	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %
7	0,267	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,3 %	0,0 %
8	0,252	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,2 %	0,0 %	0,1 %
9	0,203	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
10	0,191	0,0 %	0,2 %	0,0 %	0,6 %	0,3 %	0,7 %
		98,2 %	98,1 %	0,2 %	18,1 %	13,4 %	96,7 %

Symmetrinen rakenne, X+ vetositeet

Muoto	Jaksonaika [s]	U	U	U	R	R	R
1	1,134	96,2 %	0,6 %	0,0 %	0,0 %	0,6 %	0,1 %
2	0,906	0,7 %	96,4 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,2 %
3	0,613	0,1 %	0,2 %	0,0 %	0,1 %	0,0 %	95,4 %
4	0,384	0,9 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	14,1 %	0,0 %
5	0,333	0,0 %	0,6 %	0,0 %	16,5 %	0,1 %	0,2 %
6	0,298	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %
7	0,266	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	0,0 %
8	0,250	0,0 %	0,1 %	0,1 %	0,4 %	0,0 %	0,1 %
9	0,203	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
10	0,201	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
		98,0 %	97,9 %	0,1 %	17,7 %	14,9 %	95,9 %

Symmetrinen rakenne, X- vetositeet

Muoto	Jaksonaika [s]	U	U	U	R	R	R
1	0,912	3,7 %	93,2 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,0 %
2	0,820	93,3 %	3,8 %	0,0 %	0,0 %	0,5 %	0,1 %
3	0,530	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	95,2 %
4	0,347	0,0 %	0,7 %	0,0 %	16,9 %	0,0 %	0,0 %
5	0,306	0,4 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	11,6 %	0,0 %
6	0,299	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
7	0,259	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %
8	0,237	0,0 %	0,0 %	0,1 %	0,0 %	3,1 %	0,0 %
9	0,203	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
10	0,201	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
		97,6 %	97,8 %	0,2 %	17,7 %	15,3 %	95,4 %

Epäsymmetrinen rakenne, veto- ja puristussiteet

Muoto	Jaksonaika [s]	U	U	U	R	R	R
1	0,920	24,8 %	71,8 %	0,0 %	0,5 %	0,2 %	0,1 %
2	0,881	71,8 %	25,1 %	0,0 %	0,2 %	0,4 %	0,0 %
3	0,551	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	94,8 %
4	0,349	0,0 %	0,7 %	0,0 %	16,8 %	0,1 %	0,0 %
5	0,340	0,6 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	12,4 %	0,0 %
6	0,299	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
7	0,262	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
8	0,260	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
9	0,211	0,1 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,8 %
10	0,203	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
		97,4 %	97,9 %	0,1 %	17,6 %	13,2 %	95,7 %

Epäsymmetrinen rakenne, veto- ja puristussiteet + alkuhäiriöt

Muoto	Jaksonaika [s]	U	U	U	R	R	R
1	1,656	93,6 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,2 %	3,8 %
2	0,910	0,1 %	96,8 %	0,0 %	0,7 %	0,0 %	0,0 %
3	0,661	3,9 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,2 %	91,3 %
4	0,390	0,5 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	12,6 %	0,0 %
5	0,353	0,0 %	0,6 %	0,0 %	16,4 %	0,0 %	0,2 %
6	0,299	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %
7	0,268	0,2 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	0,0 %
8	0,262	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %
9	0,210	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,2 %	0,0 %
10	0,203	0,0 %	0,3 %	0,0 %	0,7 %	0,4 %	0,0 %
		98,4 %	98,1 %	0,2 %	17,9 %	13,8 %	95,5 %

Epäsymmetrinen rakenne, X+ vetositeet

Muoto	Jaksonaika [s]	U	U	U	R	R	R
1	1,668	92,7 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,4 %	3,2 %
2	0,914	0,1 %	96,7 %	0,0 %	0,6 %	0,0 %	0,1 %
3	0,653	3,4 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,3 %	91,8 %
4	0,378	0,6 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %	14,0 %	0,1 %
5	0,349	0,1 %	0,7 %	0,0 %	16,5 %	0,1 %	0,0 %
6	0,299	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,1 %
7	0,267	0,2 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
8	0,260	0,0 %	0,1 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
9	0,229	0,0 %	0,4 %	0,0 %	0,3 %	0,0 %	0,2 %
10	0,207	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %	0,0 %
		97,1 %	98,1 %	0,1 %	17,6 %	14,8 %	95,4 %

Epäsymmetrinen rakenne, X- vetositeet